

ANÁLISE DA FRAGILIDADE SÍSMICA DE PONTES CONSIDERANDO O EFEITO DAS RÉPLICAS

CRISTIANA FILIPA MOREIRA DA SILVA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Xavier das Neves Romão

Coorientador: Professor Doutor Mário António Lage Alves Marques

SETEMBRO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil – 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Education is all a matter of building bridges.

Ralph Ellison

AGRADECIMENTOS

Agora que termino este trabalho, chega o momento de agradecer a todos aqueles que contribuíram para a sua realização.

Em primeiro lugar, quero agradecer ao professor Xavier Romão e ao professor Mário Marques, orientador e coorientador respetivamente, pela disponibilidade e dedicação investidas neste trabalho.

Ao Nuno Pereira, que me ajudou com os seus conhecimentos e conselhos, nos momentos mais difíceis deste trabalho, mesmo abdicando do seu precioso tempo.

Aos meus colegas de curso pelo constante apoio, principalmente aqueles que me acompanharam desde os primeiros dias nesta faculdade e aos companheiros de “aquário”, André Costa, António Silva e Hélder Domingos, que me ajudaram a tornar até as mais árduas tarefas em simples passos deste trabalho.

Ao Carlos Silva, pela imensa força transmitida ao longo destes últimos meses.

Às minhas “filhas”, que mesmo não estando sempre presentes, me abençoaram com a sua amizade durante todos estes anos e construíram uma sólida “casa” para onde posso agora retornar.

Aos membros da associação “Projecto Mais Rans”, pela compreensão que demonstraram nos momentos em que não pude comparecer e pela constante motivação e incentivo.

À minha madrinha, ao Nelo, Céu, Tino e Catarina por me terem acolhido no seu lar durante estes anos e que, juntamente com todos os vizinhos e amigos, fizeram de Valongo a minha segunda casa.

À minha família pelo insuperável carinho e apoio, pela força que me deram e principalmente pela fé que depositaram em mim, é graças a vocês que fui capaz de lutar e enfrentar todos os obstáculos. Deixo ainda uma palavra especial aos meus pais, por todas as vezes que me disseram “Não”, ensinando-me a importância de lutar pelo que queremos, e pelo seu sorriso quando agora dizem “A minha filha é Engenheira!”.

RESUMO

Num cenário pós-sismo, as pontes e viadutos são indubitavelmente sistemas estruturais fundamentais para assegurar a circulação de socorro de emergência e o tráfego regular, que devem manter a sua funcionalidade nas redes de transporte e distribuição de regiões urbanas. O potencial de perdas associado à interrupção destas estruturas ultrapassa largamente os seus danos estruturais, fixando-se essencialmente nos custos indirectos, económicos e humanos, que advêm do aumento dos tempos de actuação das equipas de emergência após o sismo, assim como na quebra de produção e de abastecimento.

A necessidade de avaliação do comportamento sísmico das pontes e viadutos existentes nas redes de transporte é urgente no enquadramento geográfico de Portugal, essencialmente devido à moderada a elevada sismicidade, em conjugação com o insuficiente conhecimento atual da resposta e vulnerabilidade sísmica do quadro construído existente, em parte composto por estruturas sem propriedades em cumprimento com as atuais filosofias de dimensionamento sísmico.

O presente estudo visa, através da análise de um conjunto de cinco viadutos de características mecânicas e geométricas compatíveis com a tipologia das pontes construídas em Portugal na década de 90, calcular as curvas de fragilidade associadas a estas estruturas. Em particular, com base na importância vincada pelos recentes eventos sísmicos de L'Aquila (2009) e Emilia Romagna (2012) em Itália, pretende-se avaliar os efeitos das cascatas de réplicas na transitabilidade destas pontes sujeitas ao dano induzido pelos movimentos sísmicos associados ao evento principal.

Estabelecem-se as principais valências e os aspectos fundamentais da modelação do comportamento não linear de pontes, particularmente no que respeita à validade da utilização de um modelo plano que represente a resposta transversal destas estruturas. Demonstra-se por fim o efeito das sequências de eventos sísmicos na fragilidade estrutural, ilustrando as principais alterações associadas a diferentes estados de dano.

Numa primeira fase, foi efectuada a calibração dos modelos numéricos planos e tridimensionais representativos do conjunto de pontes definidas, avaliando-se a precisão e eficiência das duas abordagens na caracterização do comportamento sísmico para diferentes níveis de dano estrutural. Após a calibração referida, a robustez das estruturas foi avaliada usando registos de réplicas de sismos reais e através da quantificação da fragilidade estrutural para diferentes estados limites de dano, estabelecendo-se igualmente a comparação com a resposta devido exclusivamente à acção do evento sísmico principal.

PALAVRAS-CHAVE: Pontes, Sismos, Fragilidade, Modelos planos, Modelos tridimensionais.

ABSTRACT

After an earthquake, the bridges and viaducts are undoubtedly fundamental structural systems to ensure the movement of emergency relief and regular traffic, which should maintain its functionality in the transmission and distribution networks of urban regions. The potential for losses associated with the interruption of these structures largely exceeds their structural damage, settling primarily in indirect costs, human and economic, arising from the increase in performance times of emergency teams after the earthquake, as well as the breakdown of production and supply.

The need for evaluation of the seismic behavior of bridges and viaducts in transport networks is urgent in the geographic framework of Portugal, essentially due to moderate to high seismicity, in conjunction with the insufficient knowledge of the response and seismic vulnerability of the existing built framework, partly composed of structures without properties in compliance with current seismic design philosophies.

The present study aims, through the analysis of a set of five bridges of mechanical and geometrical characteristics compatible with the typology of bridges built in Portugal in the decade of 90, calculate fragility curves associated with these structures. In particular, based on the recent seismic events creased importance de L'Aquila (2009) and Emilia Romagna (2012) in Italy, aims to evaluate the effects of the sequence of aftershocks in the continuity of these bridges subjected to damage induced by seismic movements associated with the main event.

The main established valences and the fundamental aspects of modelling the nonlinear behavior of bridges, particularly as regards the validity of the use of a model plan that represents the cross-sectional response of these structures. Finally demonstrated the effect of seismic event sequences in structural fragility, illustrating the main changes associated with different states of damage as well.

In a first phase, was made the calibration of plans models and three-dimensional models representing the set of bridges defined, by evaluating the accuracy and efficiency of two approaches in the characterization of seismic behavior for different levels of structural damage. After calibration, the robustness of structures was evaluated using replicas of actual earthquakes records and through quantification of structural fragility for different damage limits states, settling also the comparison with the reply due exclusively to the action of the mainshock.

KEYWORDS: Bridges, Earthquakes, Fragility, Plans models, Three-dimensional models.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.3. ESTRUTURA DA TESE	2
2. COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PONTES	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. DANOS EM PONTES	4
2.2.1. DANOS NO TABULEIRO	4
2.2.2. DANOS NOS PILARES	5
2.2.3. DANOS NAS VIGAS	8
2.2.4. DANOS NOS ENCONTROS	9
2.2.5. DANOS NAS FUNDAÇÕES	10
2.2.6. SISMOS RECENTES	11
2.2.6.1. Nisqually (2001)	11
2.2.6.2. L'Aquila (2009)	12
2.2.6.3. Haiti (2010)	13
2.2.6.4. Tohoku-Oki e <i>Tsunami</i> (2011)	14
2.2.6.5. Emilia Romagna (2012)	17
2.3. CONCLUSÕES	18
3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	21
3.1. INTRODUÇÃO	21
3.2. BETÃO	22
3.2.1. CARREGAMENTO MONOTÓNICO	22
3.2.2. EFEITO DO CONFINAMENTO	23
3.2.3. CARREGAMENTO CÍCLICO	25
3.3. AÇO	25

3.3.1. CARREGAMENTO MONOTÓNICO.....	25
3.3.2. CARREGAMENTO CÍCLICO	26
3.4. ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE BETÃO ARMADO SUJEITOS A CARGAS CÍCLICAS.....	27
3.4.1. MODELO DE PLASTICIDADE DISTRIBUÍDA	28
3.4.2. MODELO DE PLASTICIDADE CONCENTRADA	29
3.4.2.1. Comprimento da rótula plástica.....	29
3.4.2.2. Comportamento da rótula plástica.....	31
3.5. TIPOS DE ANÁLISE SÍSMICA	32
3.5.1. ANÁLISE ESTÁTICA LINEAR	32
3.5.2. ANÁLISE DINÂMICA LINEAR	33
3.5.3. ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR (PUSHOVER)	34
3.5.4. ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR (TIME HISTORY)	34
3.6. NOTAS FINAIS	35

4. MODELAÇÃO ESTRUTURAL..... 37

4.1. INTRODUÇÃO	37
4.2. MODELAÇÃO PLANA	38
4.3. MODELAÇÃO TRIDIMENSIONAL	39
4.4. CARACTERIZAÇÃO DAS PONTES ANALISADAS.....	40
4.5. VALIDAÇÃO DOS MODELOS PLANOS COM BASE NOS RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL	45
4.6. VALIDAÇÃO DOS MODELOS PLANOS COM BASE NOS RESULTADOS DE ANÁLISES DINÂMICAS	46
4.6.1. DESCRIÇÃO DO ESTUDO COMPARATIVO REALIZADO	46
4.6.2. COMPARAÇÃO DAS REAÇÕES NOS ENCONTROS.....	47
4.6.3. COMPARAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DOS PILARES	47
4.6.3.1. Pontes 1 e 2.....	48
4.6.3.2. Pontes 3, 4 e 5.....	50
4.6.3.3. Análise dos tempos de cálculo	54

5. FUNÇÕES DE FRAGILIDADE ANALÍTICAS PARA PONTES SUJEITAS À ACÇÃO DE SISMOS PRINCIPAIS E RÉPLICAS..... 55

5.1. INTRODUÇÃO	55
5.2. SELEÇÃO DOS REGISTOS SÍSMICOS REAIS.....	56
5.3. ANÁLISE DINÂMICA INCREMENTAL (IDA)	57

5.4. ESTADOS LIMITE	57
5.5. METODOLOGIAS PARA A DEFINIÇÃO DE CURVAS FRAGILIDADE	59
5.5.1. ABORDAGEM DE CÁLCULO 1 (FF1)	60
5.5.2. ABORDAGEM DE CÁLCULO 2 (FF2)	61
5.5.3. ABORDAGEM DE CÁLCULO 3 (FF3)	61
5.6. RESULTADOS	63
5.6.1. SISMO PRINCIPAL (<i>MAINSHOCK</i>)	63
5.6.1.1. Ponte 1	63
5.6.1.2. Ponte 2	65
5.6.1.3. Ponte 3	66
5.6.1.4. Ponte 4	66
5.6.1.5. Ponte 5	67
5.6.1.6. Discussão de resultados	68
5.6.2. RÉPLICAS (<i>AFTERSHOCKS</i>)	69
5.6.2.1. Ponte 1	69
5.6.2.2. Ponte 2	72
5.6.2.3. Ponte 3	73
5.6.2.4. Ponte 4	74
5.6.2.5. Ponte 5	75
5.6.2.6. Discussão de resultados	76
6. CONCLUSÕES	77
6.1. CONCLUSÕES FINAIS	77
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	78
BIBLIOGRAFIA	79
 ANEXOS	
ANEXO A - COMPORTAMENTO DINÂMICO DOS PILARES	A.1
ANEXO B - SISMOS REAIS USADOS NAS ANÁLISES	B.1
ANEXO C - FUNÇÕES DE FRAGILIDADE	C.1

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - Danos na junta de dilatação da Ponte Santa Clara River durante o sismo de Northridge (1994).	5
Fig. 2.2 - Rotações no tabuleiro superior da ponte Hamate Bypass devido a várias falhas nos aparelhos de apoio.	5
Fig. 2.3 - Colapso de uma ponte devido à rotura dos pilares, sismo de San Fernando (1971).	6
Fig. 2.4 - Danos durante o sismo de Hyogo-Ken Nanbu (1995). (a) Pilar com reduzida ductilidade à flexão. (b) Pilar com armadura longitudinal interrompida a meia altura do mesmo.	7
Fig. 2.5 - Dispensa prematura da armadura longitudinal dos pilares do viaduto de Hanshin.	7
Fig. 2.6 - Rotura de um pilar durante o sismo de Northridge (1994).	8
Fig. 2.7 - Rotura de um suporte em pórtico durante o sismo de Hyogo-Ken Nanbu (1995).	8
Fig. 2.8 - Dano numa viga durante o sismo de Loma Prieta (1989).	9
Fig. 2.9 - Rotação do encontro durante o sismo de Costa Rica (1991).	10
Fig. 2.10 - Danos das estacas na fundação de um encontro ocorridos no sismo de Costa Rica (1991).	10
Fig. 2.11 - Danos ocorridos em pontes durante o sismo de Nisqually (2001) - (a) Dano numa ponte móvel; (b) Dano num aparelho de apoio; (c) Dano no betão; (d) Dano na estrutura metálica.	11
Fig. 2.12 - (a) Danos num edifício do campus universitário; (b) Queda de elementos não estruturais num edifício do mesmo campus.	12
Fig. 2.13 - Colapso de uma ponte no rio Aterno, perto de Fossa.	13
Fig. 2.14 - Danos por assentamentos diferenciais.	13
Fig. 2.15 - Fissuras na extremidade de vigas principais.	14
Fig. 2.16 - Deslocamentos relativos do tabuleiro numa junta na zona central do vão.	14
Fig. 2.17 - Encurvadura e rotura de elementos de contraventamento.	15
Fig. 2.18 - Desnível junto do encontro na via dedicada ao trânsito (a) e no passeio (b).	15
Fig. 2.19 - Duas pontes com vãos arrastados pelo tsunami (a) Ponte Utatsu, Miyagi Pref.; (b) Ponte Shin-Kitakami, Miyagi Pref.	16
Fig. 2.20 - Ponte Koizumi (cidade de Kesennuma, Miyagi Pref.) onde o tabuleiro e um dos pilares foram arrastados pelo tsunami.	16
Fig. 2.21 - Danos causados pelo impacto de detritos: (a) Danos num pilar; (b) Danos numa viga.	17
Fig. 2.22 - Danos menores no betão localizados na proximidade da junta de dilatação.	18
Fig. 2.23 - Fissuras no encontro em alvenaria da ponte Bomporto.	18
Fig. 3.1 - Diagrama tensões-extensões do betão para carregamento monotónico. [1]	22
Fig. 3.2 - Comportamento do betão confinado.	23
Fig. 3.3 - Comportamento do betão confinado para ações cíclicas proposto por Thompson e Park (1980).	25
Fig. 3.4 - Comportamento do aço para carregamento monotónico.	26
Fig. 3.5 - Comportamento do aço para carregamento cíclico, modelo de Giuffrè-Menegotto-Pinto. ...	27
Fig. 3.6 - Secção transversal dos pilares.	28
Fig. 3.7 - Comprimento das rótulas plásticas num elemento de barra plano. [1]	29

Fig. 3.8 - Distribuição teórica e real das rotações para a rótula plástica. [1]	30
Fig. 3.9 - Lei trilinear.	31
Fig. 4.1 - Exemplo do esquema estrutural do modelo plano de uma ponte para representar o comportamento na direção transversal do tabuleiro.	38
Fig. 4.2 - Exemplo do esquema estrutural usado nos modelos tridimensionais.	39
Fig. 4.3 - Resposta força-deslocamento do pilar 1 da ponte 1 para uma intensidade de 0,2g: comparação dos resultados dos modelos plano e tridimensional.	48
Fig. 4.4 - Resposta força-deslocamento do pilar 1 da ponte 1 para uma intensidade de 0,6g: comparação dos resultados dos modelos plano e tridimensional.	49
Fig. 4.5 - Resposta força-deslocamento do pilar 1 da ponte 1 para uma intensidade de 1,5g: comparação dos resultados dos modelos plano e tridimensional.	49
Fig. 4.6 - Resposta força-deslocamento do pilar 3 da ponte 3 para uma intensidade de 0,2g: comparação dos resultados dos modelos plano e tridimensional.	51
Fig. 4.7 - Resposta força-deslocamento do pilar 1 da ponte 3 para uma intensidade de 0,6g: comparação dos resultados dos modelos plano e tridimensional.	51
Fig. 4.8 - Resposta força-deslocamento do pilar 3 da ponte 3 para uma intensidade de 1,5g: comparação dos resultados dos modelos plano e tridimensional.	52
Fig. 4.9 - Resposta força-deslocamento do pilar 3 da ponte 3 para uma intensidade de 1,5g: comparação dos resultados dos modelos plano e tridimensional, sem imposição de deslocamentos verticais iguais no modelo tridimensional.	52
Fig. 5.1 - Exemplos de curvas de fragilidade (Adaptado de [1]).	55
Fig. 5.2 - Abordagem 1: Exemplo da aproximação de uma distribuição lognormal a uma amostra.	60
Fig. 5.3 - Abordagem 2	61
Fig. 5.4 - Abordagem 3: Gráfico EDP vs IM.	62
Fig. 5.5 - Abordagem 3: Aproximação de lei lognormal e determinação da probabilidade de excedência do LS2 para a intensidade representada.	62
Fig. 5.6 - Resultados obtidos segundo a abordagem 1 para a ponte 1; (a) Resultados para o pilar 1; (b) Resultados para o pilar 2.	63
Fig. 5.7 – Resultados obtidos segundo a abordagem 2 para a ponte 1; (a) Resultados para o pilar 1; (b) Resultados para o pilar 2.	64
Fig. 5.8 - Resultados obtidos segundo a abordagem 3 para a ponte 1; (a) Resultados para o pilar 1; (b) Resultados para o pilar 2.	64
Fig. 5.9 - Envolvente dos resultados obtidos, para a ponte 1, pelas três abordagens.	64
Fig. 5.10 - Envolvente dos resultados obtidos, para a ponte 2, pelas três abordagens.	65
Fig. 5.11 - Envolvente dos resultados obtidos, para a ponte 3, pelas três abordagens.	66
Fig. 5.12 - Envolvente dos resultados obtidos, para a ponte 4, pelas três abordagens.	66
Fig. 5.13 - Envolvente dos resultados obtidos, para a ponte 5, pelas três abordagens.	67
Fig. 5.14 - Curvas de fragilidade da ponte 1 quando sujeita à ação de réplicas após um mainshock que conduziu ao LS1; (a) Pela abordagem 1; (b) Pela abordagem 2; (c) Pela abordagem 3; (d) Envolvente de resultados.	69
Fig. 5.15 - Curvas de fragilidade da ponte 1 quando sujeita à ação de réplicas após um mainshock que conduziu ao LS2; (a) Pela abordagem 1; (b) Pela abordagem 2; (c) Pela abordagem 3; (d) Envolvente de resultados.	70

Fig. 5.16 - Curvas de fragilidade da ponte 1 quando sujeita à ação de réplicas após um mainshock que conduziu ao LS3; (a) Pela abordagem 1; (b) Pela abordagem 2; (c) Pela abordagem 3; (d) Envolvente de resultados.	71
Fig. 5.17 - Curvas de fragilidade da ponte 2 quando sujeita à ação de réplicas; (a) após um mainshock que conduziu ao LS1; (b) após um mainshock que conduziu ao LS2; (c) após um mainshock que conduziu ao LS3.	72
Fig. 5.18 - Curvas de fragilidade da ponte 3 quando sujeita à ação de réplicas; (a) após um mainshock que conduziu ao LS1; (b) após um mainshock que conduziu ao LS2; (c) após um mainshock que conduziu ao LS3.	73
Fig. 5.19 - Curvas de fragilidade da ponte 4 quando sujeita à ação de réplicas; (a) após um mainshock que conduziu ao LS1; (b) após um mainshock que conduziu ao LS2; (c) após um mainshock que conduziu ao LS3.	74
Fig. 5.20 - Curvas de fragilidade da ponte 5 quando sujeita à ação de réplicas; (a) após um mainshock que conduziu ao LS1; (b) após um mainshock que conduziu ao LS2; (c) após um mainshock que conduziu ao LS3.	75
Fig. 0.1 - Resultados obtidos segundo a abordagem 1 para a ponte 4; (a) Resultados para o pilar 1; (b) Resultados para o pilar 2.	6

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1 - Características e esquema estrutural da ponte 1, (a) Modelo tridimensional, (b) Modelo plano.....	40
Quadro 4.2 - Características e esquema estrutural da ponte 2, (a) Modelo tridimensional, (b) Modelo plano.....	41
Quadro 4.3 - Características e esquema estrutural da ponte 3, (a) Modelo tridimensional, (b) Modelo plano.....	42
Quadro 4.4 - Características e esquema estrutural da ponte 4, (a) Modelo tridimensional, (b) Modelo plano.....	43
Quadro 4.5 - Características e esquema estrutural da ponte 5, (a) Modelo tridimensional, (b) Modelo plano.....	44
Quadro 4.6 - Períodos de cada estrutura pela modelação plana e pela modelação tridimensional. ...	45
Quadro 4.7 - Sismos usados na análise para cada nível de intensidade.....	46
Quadro 4.8 - Diferença percentual entre os dois modelos da relativamente às reações dos encontros na direção transversal ao tabuleiro.	47
Quadro 4.9 - Comparação do deslocamento máximo e força máxima, do pilar 1 da ponte 1, para cada intensidade nos dois modelos.....	50
Quadro 4.10 - Comparação do deslocamento máximo e força máxima, do pilar 3 da ponte 3, para cada intensidade nos dois modelos, com e sem imposição de deslocamentos verticais iguais no modelo tridimensional para a intensidade mais elevada.	53
Quadro 4.11 - Comparação do tempo de cálculo para o modelo plano e para o modelo tridimensional.	54
Quadro 5.1 - Definição de estados limites para pilares de pontes (adaptado de [9]).	58
Quadro 5.2 - Pilar condicionante, para cada ponte, de acordo com o rácio do esforço axial pela altura do pilar.....	68

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

De entre as diversas catástrofes naturais, a ação sísmica é uma das mais devastadoras, quer ao nível de vidas humanas, quer em termos de edifícios e vias de comunicação, causando grande impacto na sociedade e múltiplos custos de diferentes naturezas. Aliás, mesmo sendo particularmente devastadora em países pobres e pouco desenvolvidos, tem igualmente grandes consequências em países desenvolvidos onde existem regulamentos avançados para dimensionamento o sísmico.

Ultimamente, um grande número de sismos é referido, não só devido ao seu impacto destrutivo, mas pelas lições com eles adquiridas que levam, em alguns casos, a transformações nas filosofias de dimensionamento sísmico. Os sismos de San Fernando (1971), Loma Prieta (1989), Northridge (1994) e Kobe (1995) são alguns exemplos de sismos importantes das últimas décadas que permitiram a evolução do dimensionamento sísmico para o contexto atual.

Mais recentemente, sismos como o de L'Aquila (Itália, 2009), o do Haiti (2010), o de Tohoku-Oki (Japão, 2011) e o de Emilia Romagna (Itália, 2012) trouxeram novos cenários que merecem atenção. O primeiro refere-se aos danos elevados causados em países desenvolvidos e com regulamentos avançados (como em Itália e Japão), não só em construções antigas, como em construções novas. Outra questão importante diz respeito à situação caótica verificada no sismo do Haiti, um país em desenvolvimento, onde milhares de pessoas morreram e muitas estruturas ficaram inutilizáveis.

Atualmente, o dimensionamento de estruturas pressupõe a consideração do seu comportamento não linear. No entanto, segundo os regulamentos existentes, o comportamento não linear é conseguido a partir dos resultados obtidos por análises lineares resultando em soluções pouco precisas e menos económicas.

Assim, é necessário desenvolver métodos de análise que permitam, de forma rápida e rigorosa, determinar a resposta sísmica de estruturas e, deste modo, dimensionar economicamente e com segurança estruturas novas e avaliar e reforçar as existentes.

1.2. OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho consiste na análise do comportamento sísmico de cinco pontes de betão armado, representativas do panorama Português, caracterizando a fragilidade destas obras de arte a partir de análises dinâmicas não lineares para a ação de um sismo isoladamente e para a combinação de um sismo principal com as suas réplicas.

O objectivo descrito pode ser dividido em duas tarefas principais. A primeira delas é a comparação de duas diferentes modelações estruturais – modelação plana e modelação tridimensional - para simular o comportamento da estrutura quando sujeita a ações sísmicas na direção perpendicular ao eixo do tabuleiro. Com este estudo, pretende-se questionar se a modelação plana continua a ter vantagem sobre a modelação tridimensional, apesar do desenvolvimento verificado nos últimos anos ao nível do poder computacional. A segunda tarefa consiste no estudo da fragilidade sísmica das cinco pontes que se pretende realizar com base em duas análises. A primeira análise é efectuada apenas para os sismos principais (*mainshocks*), derivando-se as funções de fragilidade para cada estado limite de dano a partir do escalamento sucessivo dos registos sísmicos (análise dinâmica incremental). Na segunda análise, a partir do nível de intensidade da ação (*mainshock*) correspondente à ocorrência de um determinado estado limite de dano, escalam-se sucessivamente as réplicas (*aftershocks*) até ao colapso das estruturas.

Com estas análises, procurou-se obter conclusões sobre o comportamento sísmico de pontes, principalmente no que se refere à sua fragilidade à ação sísmica, e sobre o risco deste tipo de estruturas existentes em Portugal.

1.3. ESTRUTURA DA TESE

De forma a atingir os objectivos propostos, o Capítulo 2 começa por efetuar uma pesquisa sobre os principais danos em pontes e viadutos causados por sismos passados e sobre o comportamento geral deste tipo de estrutura em sismos mais recentes (posteriores ao ano 2000). Neste capítulo procurou-se ainda caracterizar e clarificar os principais danos verificados.

De seguida, no Capítulo 3, apresentam-se os tipos de análise sísmica, desde as mais simples às mais complexas e exigentes. Este capítulo inicia-se com a caracterização do comportamento dos materiais betão e aço, isoladamente e em conjunto, e dos modelos numéricos usados para discretizar os elementos de betão armado.

No Capítulo 4 expõe-se a comparação da modelação plana com a modelação tridimensional, começando com a descrição das características de cada modelo e de cada ponte a analisar, passando depois pela validação dos modelos com base nos resultados da análise modal e de análises dinâmicas não lineares. No final, é feita a comparação do comportamento dinâmico dos pilares e dos tempos de cálculo despendidos em cada modelo, retirando-se conclusões sobre a validade do modelo plano.

O Capítulo 5 é dedicado ao cálculo das curvas de fragilidade sísmica de cada ponte, sujeitas a um sismo isolado e à combinação de um sismo principal e réplicas. São usadas três abordagens de cálculo diferentes na definição das curvas de fragilidade de forma a comparar os resultados obtidos em cada uma delas e entre pontes com as mesmas características. No início deste capítulo serão também feitas considerações sobre a seleção de registos sísmicos, a análise dinâmica incremental (IDA) e a definição dos estados limites de dano (LS).

Por fim, encerra-se esta dissertação com o Capítulo 6, onde se apresentam as conclusões mais relevantes deste trabalho.

2

COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PONTES

2.1. INTRODUÇÃO

A ação sísmica, de entre todos os tipos de ações a que uma estrutura pode estar sujeita, é a mais imprevisível e difícil de caracterizar. Portanto, é durante a ocorrência de um sismo que melhor é testado o desempenho das estruturas, podendo-se retirar importantes lições que permitem a evolução das práticas de dimensionamento sísmico de pontes, de forma a dotar estas estruturas de um melhor comportamento que, consequentemente, leva a menos danos.

É facilmente compreensível que danos em pontes provocados pela ação sísmica podem ter severas consequências. Embora o colapso seja o mais evidente e dramático, os restantes danos não são menos importantes. Por exemplo, o encerramento de uma ponte, mesmo que temporariamente, pode ter tremendas consequências pois, muitas vezes, as pontes fornecem ligações vitais no sistema de transportes o que, logo após a ocorrência de um sismo, pode comprometer as operações de emergência.

A nível económico, as consequências vão além dos custos de reparação da ponte. O impacto económico do fecho de uma ponte aumenta juntamente com o tempo que a ponte está fechada, a importância da via e os atrasos causados pelo uso de percursos alternativos.

Os danos ocorridos normalmente resultam de vários factores e, muitas vezes, as causas só podem ser percebidas após uma análise detalhada e mesmo que conhecida a causa de um determinado colapso, é difícil generalizar sobre o assunto, como é possível verificar em sismos passados, onde a natureza e extensão dos danos ocorridos em pontes foi muito variável, quer com as características do sismo em si, quer com os pormenores construtivos de cada obra.

A resposta da estrutura de uma ponte durante um sismo é principalmente influenciada pela proximidade ao epicentro e pelas condições do solo de fundação, os quais afetam a intensidade da ação sísmica e a deformação do terreno. A influência das condições do terreno tornou-se reconhecida após os sismos de Loma Prieta (1989) e de Kobe (1995), onde se verificou que os danos mais significativos ocorreram em estruturas junto da baía de San Francisco (solos moles) e da baía de Osaka (depósitos aluvionares), respectivamente.

É também possível relacionar os danos com a época de construção uma vez que, como referido anteriormente, as práticas de dimensionamento sísmico de pontes foram sendo alteradas ao longo do tempo, refletindo os conhecimentos adquiridos com os sismos passados. Assim, é expectável que

ocorram níveis de dano mais intensos em construções mais antigas comparativamente com os das estruturas mais recentes.

Alterações nas condições da ponte, seja por deterioração dos seus elementos ou por modificações construtivas, durante a construção ou na sua vida útil, podem levar a alterações na resposta sísmica da estrutura.

A configuração estrutural, para estruturas resistentes a sismos, deve ser regular, de forma a simplificar a análise e a interpretação do comportamento, promovendo assim a dissipação de energia em elementos preparados para o efeito. Uma forma comum de irregularidade aparece quando a ponte necessita de pilares com diferentes alturas. Assim, embora a resposta do tabuleiro seja relativamente uniforme, o mesmo não acontece nos pilares onde a deformação exigida pode ser altamente irregular. Juntas de dilatação, importantes para diminuir esforços associados a variações de volume, também introduzem irregularidades que podem levar a consequências catastróficas.

Neste capítulo, será brevemente descrito o comportamento sísmico de pontes começando com um resumo dos principais danos ocorridos em pontes e, posteriormente, mencionando os aspectos mais importantes de alguns sismos recentes e expondo os danos mais significativos que foram verificados.

2.2. DANOS EM PONTES

2.2.1. DANOS NO TABULEIRO

Para identificar os principais fenómenos que influenciam o comportamento sísmico de pontes, são apresentados e analisados os principais danos provocados por sismos passados nestas estruturas, começando pelos danos que ocorrem na superestrutura.

Do ponto de vista da ação sísmica, o tabuleiro de uma ponte é usualmente dimensionado para funcionar como uma importante ligação do sistema resistente. Assim, estes elementos tendem a ser suficientemente resistentes para permanecer com comportamento elástico durante a ocorrência de um sismo. Geralmente, não são os danos no tabuleiro a primeira causa de colapso, mas sim os danos em aparelhos de apoio e outras subestruturas que, quando ocorrem, conduzem a um elevado nível de dano, sendo estes danos secundários uma vez que se devem a falhas em outros locais da ponte. Contudo, existem alguns casos onde o dano principal se localiza no tabuleiro. O mais comum resulta do esmagamento de segmentos adjacentes do tabuleiro nas juntas de dilatação e consequente falha nos apoios, podendo ocorrer em pontes de diferentes materiais construtivos. A Fig. 2.1 mostra este tipo de dano que ocorre na ponte Santa Clara River durante o sismo de Northridge (1994).

Outro dano comum ocorre nos aparelhos de apoio. Estes componentes são usados para restringir, ou em alguns casos permitir, o movimento em uma ou várias direções. Por essa razão, falhas nos aparelhos de apoio podem causar danos sérios na estrutura devido à redistribuição de esforços, podendo levar a que a capacidade resistente seja excedida em várias zonas. Um exemplo deste efeito foi observado na ponte Hamate Bypass (Japão) onde, durante o sismo Hyogo-Ken Nanbu (1995), ocorreram falhas em vários aparelhos de apoio que provocaram rotações na superestrutura, como se pode ver na Fig. 2.2. [6]



Fig. 2.1 - Danos na junta de dilatação da Ponte Santa Clara River durante o sismo de Northridge (1994).



Fig. 2.2 - Rotações no tabuleiro superior da ponte Hamate Bypass devido a várias falhas nos aparelhos de apoio.

2.2.2. DANOS NOS PILARES

Ao contrário dos edifícios, é prática corrente no dimensionamento de pontes forçar a plastificação nos pilares. No entanto é necessário que eles sejam suficientemente dúcteis para suportar as deformações impostas pelo sismo.

Mesmo em pontes mais antigas, onde este conceito de dimensionamento não era adotado explicitamente, os pilares tendem a ser “mais fracos” do que a superestrutura e, conseqüentemente, podem ser sujeitos a solicitações elevadas durante a ocorrência de um sismo. A rotura dos pilares é muitas vezes a primeira causa de colapso de pontes, como se pode observar na Fig. 2.3.



Fig. 2.3 - Colapso de uma ponte devido à rotura dos pilares, sismo de San Fernando (1971).

A maior parte dos danos em pilares deve-se a uma pormenorização inadequada das armaduras que limita a capacidade dos pilares se deformarem no regime não linear do seu comportamento (isto é, limita a sua ductilidade). No caso de pilares metálicos, é muitas vezes a encurvadura local que causa progressivamente o colapso. Em pontes antigas, onde a armadura transversal dos pilares é reduzida e muitas vezes não está amarrada adequadamente ao interior do pilar, existe um confinamento inadequado do betão, particularmente em pilares de elevado diâmetro. Na Fig. 2.4(a) é possível observar o dano de um pilar com insuficiente ductilidade.

Aliado à falta de um confinamento adequado, era prática comum em alguns países (como o Japão) terminar os varões longitudinais antes de atingir o topo do pilar (reduções drásticas de armadura). Como resultado, podem ocorrer roturas por corte ou por flexão próximo das zonas de término da armadura longitudinal, como é possível observar na Fig. 2.4(b) onde está apresentado um pilar com danos causados por dispensa prematura da armadura longitudinal. [6]

Um exemplo das consequências catastróficas que uma pormenorização insuficiente das armaduras longitudinais pode causar é o do viaduto de Hanshin, ilustrado na Fig. 2.5, onde a dispensa prematura da armadura levou ao colapso dos seus pilares e à consequente queda do viaduto.

O comportamento dos pilares deve-se também à forma dos mesmos, como é o caso ilustrado na Fig. 2.6, onde o alargamento da zona superior do pilar forçou a ocorrência de plastificação num local diferente do considerado no dimensionamento, com pouco confinamento e incapaz de resistir. Para além disso, neste pilar a armadura transversal é constituída por cintas elípticas amarradas ao recobrimento, perdendo a sua funcionalidade assim que o recobrimento sofre descamação.

Para demonstrar que a resistência por si só não é adequada para garantir a segurança sísmica de uma ponte, a Fig. 2.7 ilustra a falha de uma ponte com sistema de apoio em pórtico onde a rotura ocorre principalmente por corte.



(a)



(b)

Fig. 2.4 - Danos durante o sismo de Hyogo-Ken Nanbu (1995). (a) Pilar com reduzida ductilidade à flexão. (b) Pilar com armadura longitudinal interrompida a meia altura do mesmo.



Fig. 2.5 - Dispensa prematura da armadura longitudinal dos pilares do viaduto de Hanshin.



Fig. 2.6 - Rotura de um pilar durante o sismo de Northridge (1994).



Fig. 2.7 - Rotura de um suporte em pórtico durante o sismo de Hyogo-Ken Nanbu (1995).

2.2.3. DANOS NAS VIGAS

Tradicionalmente, tanto no dimensionamento como na avaliação sísmica, as vigas recebem menos atenção do que os pilares. Em muitas pontes, devido às cargas gravíticas, as vigas transversais são muito mais resistentes do que os pilares e, normalmente, as consequências da sua rotura são menos severas do que a rotura nos pilares.

Um exemplo de dano possível encontra-se na Fig. 2.8. Esta viga, ligada monoliticamente à superestrutura e a suportar o pilar, quando sujeita a carga longitudinal, necessita de resistir a um esforço significativo de torção.



Fig. 2.8 - Dano numa viga durante o sismo de Loma Prieta (1989).

2.2.4. DANOS NOS ENCONTROS

O tipo de rotura que pode ocorrer nos encontros varia muito de uma ponte para outra. O tipo de fundação e as propriedades do terreno podem ser muito importantes, principalmente se o solo possuir as condições necessárias para sofrer liquefacção durante um sismo.

Na maioria dos encontros, o deslocamento longitudinal não está restringido devido à existência de uma junta entre o tabuleiro e o encontro. Esta configuração é bastante utilizada porque reduz as forças na superestrutura devido à temperatura e às deformações impostas. No entanto, apresenta vulnerabilidades sendo a mais importante delas a possibilidade do tabuleiro deslocar-se para fora do encontro, o que pode acontecer para deslocamentos relativos elevados (usualmente devidos a liquefacção). Por exemplo, durante o sismo Costa Rica em 1991, a liquefacção levou à rotação dos encontros provocando o colapso de quatro pontes com vãos simplesmente apoiados. Na Fig. 2.9 encontra-se ilustrado um caso em que ocorreu rotação do encontro.



Fig. 2.9 - Rotação do encontro durante o sismo de Costa Rica (1991).

2.2.5. DANOS NAS FUNDAÇÕES

Registos de roturas nas fundações devido a sismos são relativamente raros, excepto em situações onde ocorre liquefacção. No entanto, não é claro se esta situação deve ao facto destas roturas serem difíceis de detectar, visto que as fundações permanecem debaixo de terra. A Fig. 2.10 ilustra um caso em que foi possível detetar a existência de danos nas fundações. Danos nas fundações causados por liquefacção são, provavelmente, a maior causa de perigo e de colapso de pontes. Este problema é especialmente crítico para pontes de vãos simplesmente apoiados onde, como referido anteriormente, grandes deslocamentos relativos podem levar à queda dos tramos do tabuleiro



Fig. 2.10 - Danos das estacas na fundação de um encontro ocorridos no sismo de Costa Rica (1991).

2.2.6. SISMOS RECENTES

2.2.6.1. Nisqually (2001)

A 28 de Fevereiro de 2001, a maior parte da área de Seattle (Washington, Estados Unidos) foi abalada por um sismo de magnitude 6.8 que durou cerca de 45 segundos, com hipocentro a 52 km de profundidade e a cerca de 20 km a nordeste de Olympia (Washington).

A profundidade do abalo ajudou a minimizar os danos mas, no entanto, foram relatados danos generalizados em edifícios, estradas e pontes. Deste terramoto resultaram 400 feridos, 4 deles graves. Segundo um relatório do PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center), foram encontradas 78 pontes com danos resultantes do sismo, podendo ser divididas em categorias de acordo com os materiais usados no tabuleiro do seguinte modo: 36 pontes de betão armado, 20 pontes de betão pré-esforçado, 16 pontes metálicas e 6 pontes móveis. [12]

À exceção das pontes móveis, devido às vulnerabilidades particulares, nas restantes 72 pontes, os principais danos ocorreram no betão, mesmo nas pontes metálicas, dado que nestas o dano ocorreu principalmente na subestrutura de betão armado.

Segundo as conclusões deste relatório, a percentagem de pontes com danos não apresenta uma correlação muito direta com a distância das mesmas ao epicentro ou com a aceleração de pico estimada para o local onde se encontram. No entanto, o ano de construção e a tipologia da ponte são factores importantes uma vez que as maiores percentagens de dano se verificaram em pontes construídas antes de 1940 e naquelas caracterizadas como pontes móveis.

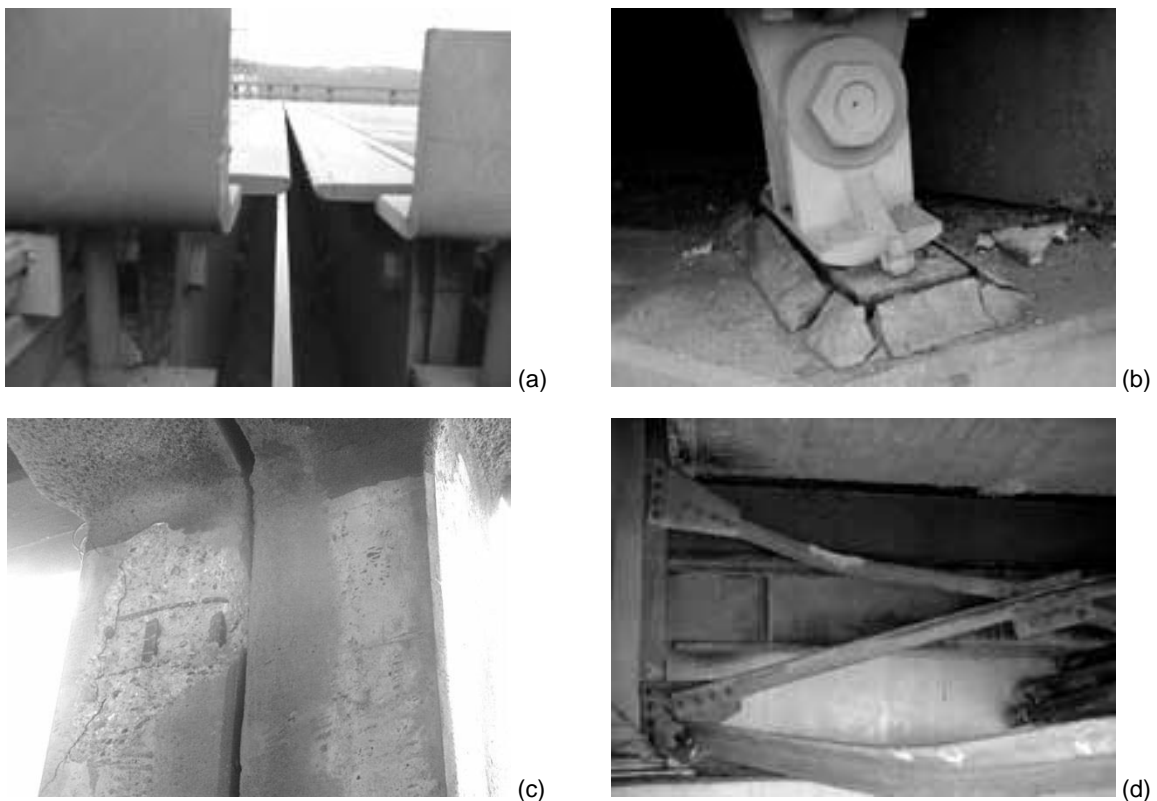


Fig. 2.11 - Danos ocorridos em pontes durante o sismo de Nisqually (2001) - (a) Dano numa ponte móvel; (b) Dano num aparelho de apoio; (c) Dano no betão; (d) Dano na estrutura metálica.

2.2.6.2. L'Aquila (2009)

No início de Abril de 2009, um sismo com magnitude de 6.3 na escala de Richter ocorreu na região de Abruzzo (Itália) e com epicentro em L'Aquila. O sismo causou 305 mortos e mais de 1500 feridos, tornando-se no sismo mais mortal a atingir a Itália desde 1980. Apesar de ter ocorrido num país bem desenvolvido e com regulamentação sísmica relativamente avançada, as fortes consequências deveram-se principalmente ao grande número de construções antigas. [7]

No entanto, não foram apenas as construções mais antigas a sofrer danos. Muitos edifícios relativamente recentes, como os edifícios da universidade local (ver Fig. 2.12) e o hospital de L'Aquila, sofreram danos extensos. [5]



Fig. 2.12 - (a) Danos num edifício do campus universitário; (b) Queda de elementos não estruturais num edifício do mesmo campus.

Outras estruturas, como pontes e viadutos, apresentaram um comportamento razoável, sofrendo na maior parte dos casos danos menores. Danos maiores apenas seriam esperados neste tipo de estruturas para sismos com duração ou magnitude superiores.

O pior caso corresponde a uma ponte contínua de betão armado com apenas 35 metros de comprimento que colapsou sobre o rio, como é visível na Fig. 2.13. Esta ponte com três vãos e quatro pilares de secção hexagonal sofreu uma rotura na ligação entre os pilares e o tabuleiro.

Danos semelhantes foram observados em outra ponte contínua de três vãos, com um dano adicional na superestrutura devido ao movimento dos pilares em direção ao centro do rio. Para além disso, alguns viadutos da autoestrada A24, perto de L'Aquila, foram afectados pelo sismo embora não tenham causado o colapso da via em si.

Em conclusão, dada a natureza moderada do sismo, as pontes dimensionadas para a ação sísmica, como a ponte da Fig. 2.13, não deveriam colapsar, o que torna este acontecimento num indicador da necessidade de rever a regulamentação existente.



Fig. 2.13 - Colapso de uma ponte no rio Aterno, perto de Fossa.

2.2.6.3. Haiti (2010)

O sismo do Haiti, em Janeiro de 2010 e com uma magnitude de 7.0, foi provavelmente um dos mais catastróficos e mortíferos, causando cerca de 230 000 mortos e mais de 300 000 feridos. O sismo principal foi seguido por duas réplicas, cerca de 20 minutos depois, com magnitudes de 6.0 e 5.7 respetivamente. Mais tarde, a 20 de Janeiro, uma terceira réplica com 5.9 de magnitude causou grande alarme entre os residentes, muitos deles a viver em abrigos temporários. [2]

Esta sequência de réplicas, com magnitude muito superior à típica, veio salientar a importância de considerar estes fenómenos no estudo e dimensionamento de estruturas.

As consequências deste sismo foram devastadoras principalmente devido à falta de atenção à componente sísmica no dimensionamento e construção de estruturas e à má qualidade da construção em si.

De acordo com um relatório, não foi encontrada nenhum caso de roturas em pontes devido ao sismo. No entanto, em vários casos, a via sofreu assentamentos diferenciais causando alguns danos mas sem comprometer a sua utilização, como se pode observar na Fig. 2.14.



Fig. 2.14 - Danos por assentamentos diferenciais.

2.2.6.4. Tohoku-Oki e *Tsunami* (2011)

No sismo de Tohoku-Oki em Março de 2011, com uma magnitude de 9.0, ocorreram danos sobre uma grande área devidos ao sismo e ao tsunami que se seguiu. Os principais danos observados em pontes devidos ao sismo ocorreram em aparelhos de apoio, juntas de dilatação, encontros e elementos resistentes às ações horizontais. [13]

Na superestrutura das pontes, ocorreu principalmente fissuração nas vigas principais junto dos apoios (Fig. 2.15), deslocamentos relativos do tabuleiro (Fig. 2.16) e encurvadura ou rotura de elementos metálicos de contraventamento (Fig. 2.17).

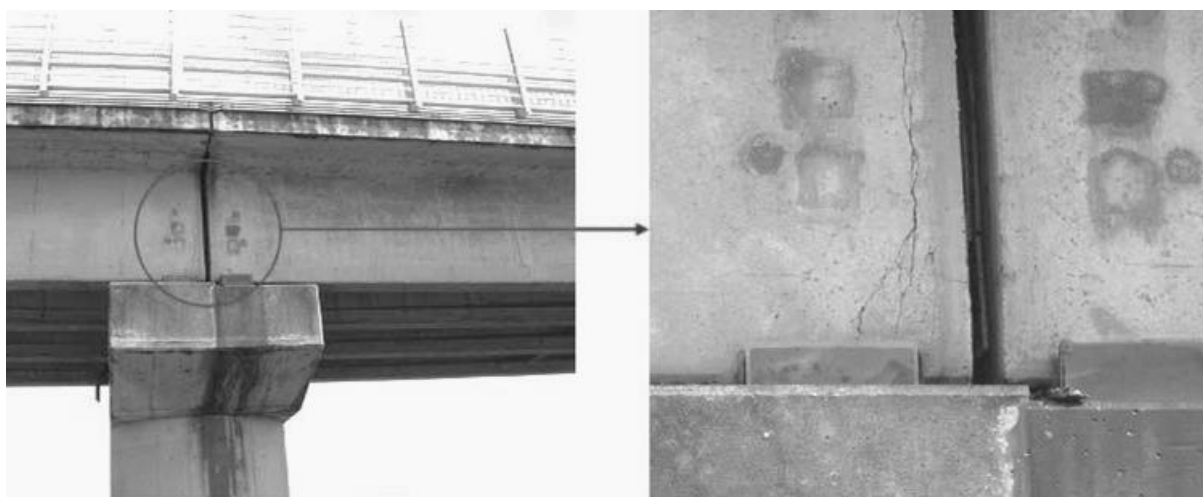


Fig. 2.15 - Fissuras na extremidade de vigas principais.



Fig. 2.16 - Deslocamentos relativos do tabuleiro numa junta na zona central do vão.



Fig. 2.17 - Encurvadura e rotura de elementos de contraventamento.

Nas subestruturas ocorreram maioritariamente danos no betão. Nos pilares ocorreu fissuração na ligação às vigas e, em alguns locais, esmagamento e encurvadura da armadura. Quanto aos aparelhos de apoio, os danos foram mais variáveis e englobam desde deformações a fraturas do aparelho ou dos seus constituintes.

Os danos nas juntas de dilatação, muito comuns como já foi referido, apareceram na forma de desníveis verticais e expansão anormal segundo a direção axial ou perpendicular da ponte. Os desníveis verticais apareceram também junto dos encontros como é possível observar na Fig. 2.18.



Fig. 2.18 - Desnível junto do encontro na via dedicada ao trânsito (a) e no passeio (b).

Os danos causados pelo tsunami que seguiu o abalo foram mais severos do que qualquer outro relatado anteriormente no Japão e incluem o arrastamento de vãos e pilares de pontes e danos devido ao impacto de detritos. Assim, torna-se necessário ter em conta medidas que possam prevenir este tipo de dano no futuro.

Para melhor entender a extensão dos danos causados pelo tsunami, seguem-se algumas figuras ilustrativas dos mesmos (Fig. 2.19, Fig. 2.20 e Fig. 2.21).

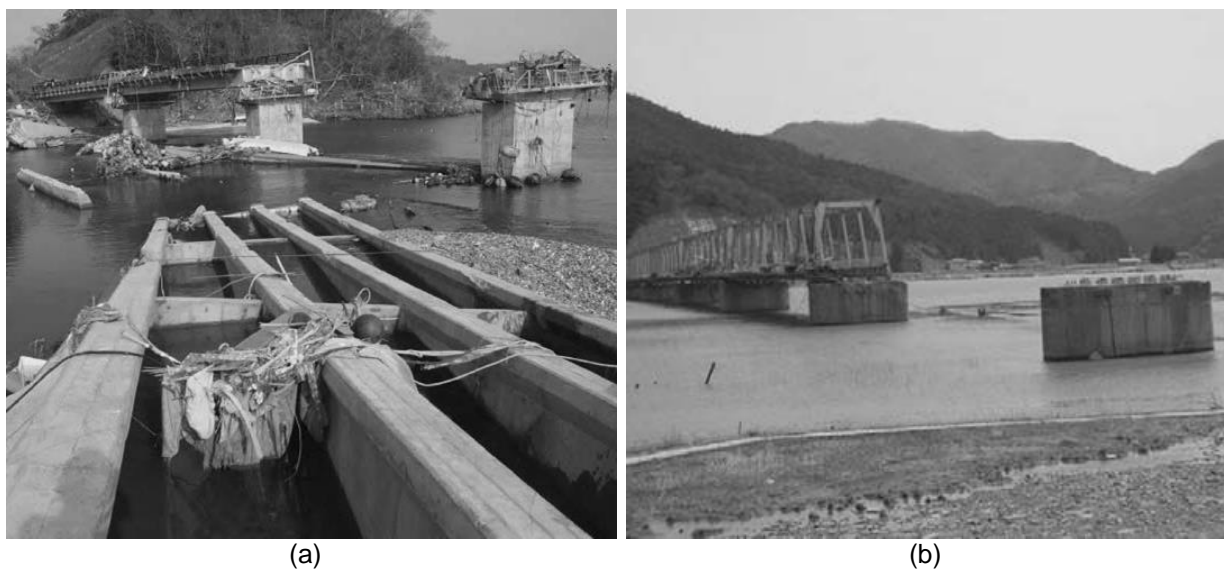


Fig. 2.19 - Duas pontes com vãos arrastados pelo tsunami (a) Ponte Utatsu, Miyagi Pref.; (b) Ponte Shin-Kitakami, Miyagi Pref.



Fig. 2.20 - Ponte Koizumi (cidade de Kesennuma, Miyagi Pref.) onde o tabuleiro e um dos pilares foram arrastados pelo tsunami.



Fig. 2.21 - Danos causados pelo impacto de detritos: (a) Danos num pilar; (b) Danos numa viga.

2.2.6.5. Emilia Romagna (2012)

O sismo de magnitude 5.9 que atingiu a região de Emilia Romagna (Itália) a 20 de Maio de 2012 foi seguido por um outro sismo a 29 de Maio de 2012 com 5.8 de magnitude e com epicentro a cerca de 15km do epicentro do primeiro sismo.

Este segundo sismo causou ainda mais danos nas regiões atingidas pelo sismo de 20 de Maio e aumentou significativamente a área afetada. No entanto, estes dois sismos não foram os únicos a atingir a região, fazendo parte de uma série de abalos que começou a 18 de Maio e que se prolongou até 15 de Junho.

Esta região não estava classificada como zona de risco sísmico até 2003, como consequência, as estruturas dimensionadas até essa data não estavam preparadas para a ação sísmica e por essa razão, os danos nas estruturas, em particular edifícios, foram consideráveis. Excepto alguns casos de menor importância, as vias de comunicação e de transporte não sofreram danos em consequência dos sismos e, no geral, também as pontes tiveram um bom comportamento.

Apenas danos menores no betão foram observados em pontes, como é possível ver na Fig. 2.22. Para além disso apenas foram observadas fissuras num encontro em alvenaria numa ponte (Fig. 2.23) que não impediram a reabertura da ponte ao tráfego. [4]

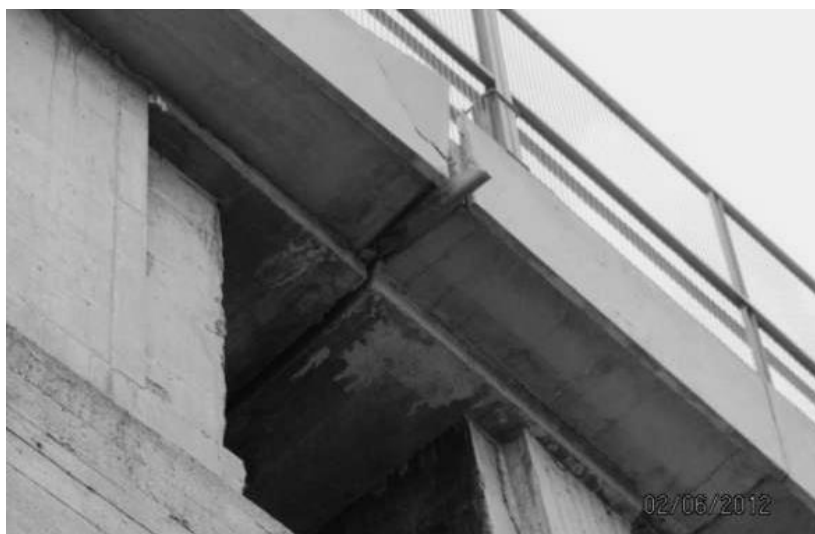


Fig. 2.22 - Danos menores no betão localizados na proximidade da junta de dilatação.



Fig. 2.23 - Fissuras no encontro em alvenaria da ponte Bomporto.

Neste sismo, tal como no sismo do Haiti em 2010, não existiram grandes danos em pontes mas esse facto não é suficiente para afirmar que os regulamentos de dimensionamento existentes são adequados, principalmente devido ao fenómeno das réplicas que tantos danos causaram principalmente a estruturas já fragilizadas pelo sismo principal.

2.3. CONCLUSÕES

A importância que alguns dos sismos mais recentes tem assumido mostra que, apesar dos grandes avanços no âmbito da engenharia sísmica, são ainda necessários grandes esforços para que possa existir uma adequada proteção a esta ação. Esses esforços devem desenvolver-se no sentido de melhorar os regulamentos atuais, verificar e reforçar estruturas existentes e de formar e preparar técnicos de forma adequada.

A panorâmica atual de análise e dimensionamento sísmico de estruturas, presente nos regulamentos, tem conduzido a um comportamento razoável durante a ocorrência de sismos, de um modo geral.

Os estudos experimentais e numéricos são uma outra vertente para a análise do comportamento de estruturas e, embora os primeiros sejam os mais rigorosos, são também os mais dispendiosos tornando os estudos numéricos mais atrativos principalmente pela rapidez e pela existência de ferramentas de cálculo cada vez mais potentes. Estes estudos são também suficientemente rigorosos, desde que as ferramentas usadas sejam calibradas com resultados experimentais.

A observação e interpretação do comportamento de estruturas durante os sismos têm também permitido retirar conclusões tanto sobre o seu comportamento global como sobre o seu comportamento local, de forma a identificar as zonas mais críticas e os mecanismos de dissipação de energia. Estes dados têm mostrado que os procedimentos de análise estrutural devem incluir modelos que traduzam o comportamento cíclico dos elementos estruturais.

Neste contexto, o principal desafio que se avizinha para a nossa sociedade consiste na avaliação do parque construído, nomeadamente das condições de segurança em áreas urbanas com elevado risco sísmico, desafio esse que se enquadra neste trabalho.

3

COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

3.1. INTRODUÇÃO

Depois de, no capítulo anterior, terem sido apresentadas as características gerais do comportamento sísmico de pontes, dando especial relevo aos principais danos em pontes, segue-se neste capítulo uma breve descrição do seu comportamento material.

Uma vez que as pontes que serão analisadas são constituídas por betão armado, as quais, quando submetidas à ação sísmica estão sujeitas a cargas cíclicas alternadas, a exposição neste capítulo incidirá sobre o comportamento dos materiais betão e aço, isolado e em conjunto.

Inicialmente serão definidas as leis de comportamento de cada material para carregamentos monotónicos e cíclicos referindo também o efeito do confinamento nas características resistentes e de ductilidade do betão. Os elementos em que se utiliza o betão e o aço em conjunto serão caracterizados através de modelos numéricos. Depois de caracterizar o comportamento dos materiais serão também abordados, de forma sucinta, diferentes tipos de análise sísmica nomeadamente: (i) Análise estática linear, (ii) Análise dinâmica linear, (iii) Análise estática não linear e (iv) Análise dinâmica não linear.

Embora as pontes tenham uma concepção estrutural simples, utilizam-se muitas vezes metodologias complexas para a sua modelação. Quando se pretende proceder a estudos em que se considera o comportamento dinâmico e não linear, os correspondentes tempos de cálculo tornam-se extensos, principalmente se o número de análises for elevado.

Os modelos mais simples mas suficientemente rigorosos envolvendo menores tempos de cálculo, consistem nos modelos globais de rótulas plásticas onde são usados elementos de barra constituídos por uma zona central elástica e duas zonas extremas que concentram o comportamento não linear. Modelos mais complexos, como os de não linearidade distribuída ao longo do comprimento do elemento, utilizam modelos de fibras para discretizar a secção de betão armado, sendo o comportamento global obtido por integração numérica ao longo do elemento.

Na parte final do capítulo serão caracterizados os dois modelos referidos e as razões que levaram à escolha do modelo de plasticidade concentrada com modelo de fibras no comprimento da “rótula plástica” para as análises numéricas realizadas neste trabalho.

3.2. BETÃO

3.2.1. CARREGAMENTO MONOTÓNICO

Quando submetido a um carregamento monotónico em compressão e de intensidade crescente, o betão atravessa diferentes estados de comportamento correspondentes a vários níveis de dano. Na Fig. 3.1 está representado o diagrama de tensões-extensões do betão em compressão para deformações axiais progressivas. Inicialmente, verifica-se a existência de uma região sensivelmente linear, até cerca de metade da tensão máxima, seguindo-se uma região de comportamento não linear que se deve à redução de rigidez provocada pela micro-fissuração. A zona de tensão máxima da curva mostra um pico acentuado para betões de elevada resistência, ao passo que, para betões de baixa resistência, essa zona é menos pronunciada e corresponde a uma extensão (ϵ_0) aproximadamente igual a 0.2% (nos betões correntes).

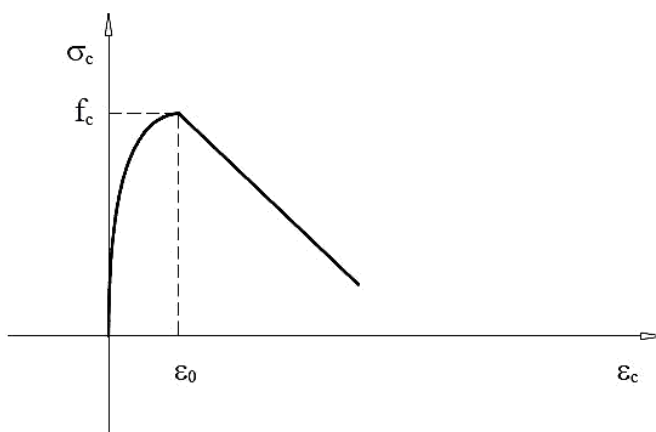


Fig. 3.1 - Diagrama tensões-extensões do betão para carregamento monotónico. [1]

Após a tensão máxima, a relação tensão-extensão é traduzida por uma reta com inclinação negativa uma vez que, embora o betão continue a resistir, verifica-se uma redução assinalável da tensão que pode ser mobilizada para extensões crescentes.

Em tração, a resistência do betão é muito inferior à resistência de compressão, sendo frequentemente desprezada a sua contribuição ao estudar o comportamento de elementos de betão armado à flexão. No entanto, tem existido alguma preocupação em conhecer melhor o comportamento do betão à tração, tendo sido desenvolvidos modelos analíticos para carregamentos monotónicos e cíclicos.

Pode obter-se uma boa aproximação para o diagrama tensões-extensões à tração através de ramos lineares, inicialmente com o mesmo módulo de elasticidade considerado para o comportamento em compressão, até se atingir a tensão máxima, seguindo-se outro ramo linear, com inclinação negativa até se atingir a tensão nula correspondente à extensão última. [1]

3.2.2. EFEITO DO CONFINAMENTO

A percentagem de armadura transversal e o seu espaçamento conferem confinamento ao betão o que vai influenciar o seu comportamento nomeadamente as suas características de resistência e ductilidade. Na prática, quando o betão é carregado e se expande lateralmente, é mobilizada a armadura transversal o que reduz a extensão lateral do betão evitando que se desagregue conferindo assim o efeito de confinamento. Esse efeito aumenta a tensão máxima resistente e a sua extensão o que leva a uma diminuição da inclinação do tramo após o pico. Na Fig. 3.2 está representado um modelo [8] usado em análises de estruturas de betão armado onde se compara o comportamento do betão não confinado com o comportamento do betão confinado. O fator k exprime o aumento da resistência à compressão do betão cintado e da extensão a que é atingida.

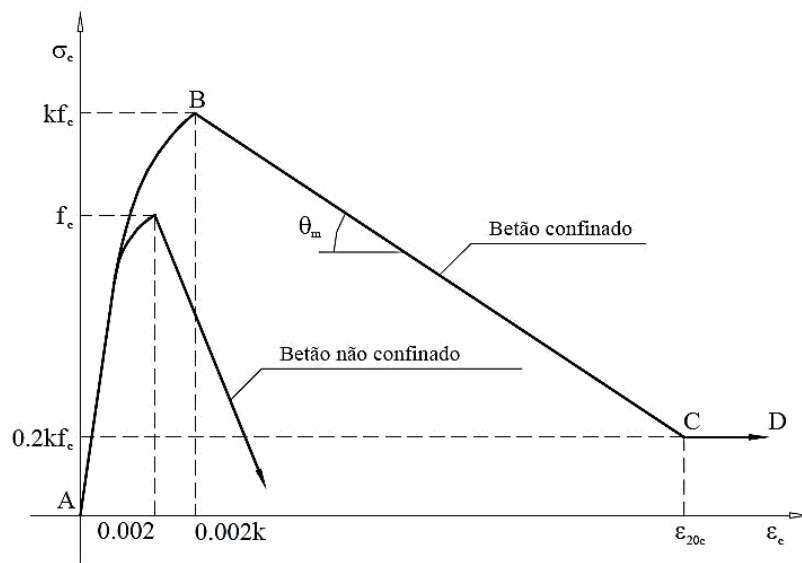


Fig. 3.2 - Comportamento do betão confinado.

Região A-B ($\epsilon_c < 0,002k$)

$$\sigma_c = k f_c \left[\frac{2\epsilon_c}{0,002k} - \left(\frac{\epsilon_c}{0,002k} \right)^2 \right] \quad (3.1)$$

Região B-C ($0,002k \leq \epsilon_c < \epsilon_{20c}$)

$$\sigma_c = k f_c [1 - Z_m(\epsilon_c - 0,002k)] \quad (3.2)$$

Região C-D ($\epsilon_c \geq \epsilon_{20c}$)

$$\sigma_c = 0,2 k f_c \quad (3.3)$$

onde,

$$k = 1 + \frac{\rho_v f_{syt}}{f_c} \quad (3.4)$$

$$Z_m = \frac{0,5}{\frac{3+0,29f_c}{145f_c-100} + \frac{3}{4} \rho_v \sqrt{\frac{h'}{s}} - 0,002k} \quad (3.5)$$

$$\tan \theta_m = Z_m \cdot k \cdot f_c \quad (3.6)$$

sendo:

ϵ_c - extensão longitudinal do betão;

σ_c - tensão normal do betão confinado (MPa);

f_c - resistência à compressão do betão confinado (MPa);

ϵ_{20c} - extensão correspondente a 20% da tensão máxima na região B-C;

f_{syt} - tensão de cedência da armadura transversal (MPa);

ρ_v - razão entre o volume de armadura transversal e o volume de betão cintado, calculado em relação à face exterior das cintas;

$$\rho_v = \frac{V_{As,t}}{s \times A_{betão,c}} \quad (3.7)$$

$V_{As,t}$ - volume de armadura transversal (m³);

s - espaçamento da armadura transversal (m);

$A_{betão,c}$ - área de betão que se encontra confinada pela armadura transversal (m²);

h' - largura do núcleo cintado (medido à face exterior das cintas).

aços com elevada percentagem de carbono ou trabalhados a frio, o patamar de cedência pode não existir ou ser reduzido.

Neste trabalho, no entanto, foi adotado um comportamento bilinear simplificado para o aço. Para esse comportamento foi considerado um troço inicial, com módulo de elasticidade E_0 , que se prolonga até à tensão de cedência F_y , seguido de um troço reto com declive $b.E_0$, sendo b o coeficiente de endurecimento do aço.

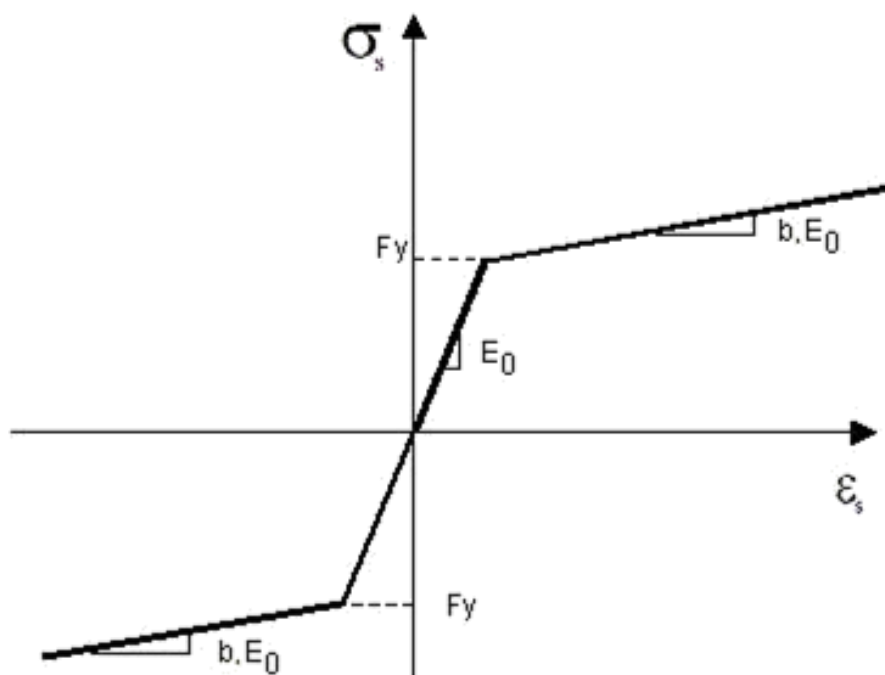


Fig. 3.4 - Comportamento do aço para carregamento monotónico.

3.3.2. CARREGAMENTO CÍCLICO

Num carregamento cíclico, devido às inversões de sentido, o aço sofre modificações nas suas características de resistência e rigidez. O modelo utilizado para descrever o comportamento cíclico do aço, conhecido como modelo Giuffrè-Menegotto-Pinto, representa o comportamento do aço através de troços curvos que se desenvolvem assintoticamente a duas retas paralelas com inclinação E_s e outras duas retas com inclinação E_{s1} , sendo E_s definido através da inclinação inicial do modelo monotónico (E_0) e E_{s1} a rigidez de endurecimento ($b.E_0$ no modelo monotónico). Assim, as leis de comportamento encontram-se contidas numa envolvente que se ilustra na Fig. 3.5.

O parâmetro R representa o efeito de Bauschinger que ocorre quando se verifica um comportamento não linear do aço para valores inferiores à tensão de cedência, imediatamente após a alternância de carga. Este parâmetro depende do desenvolvimento da curva de transição, do valor absoluto da deformação plástica anterior (ξ) e do parâmetro R durante o primeiro carregamento (R_0).

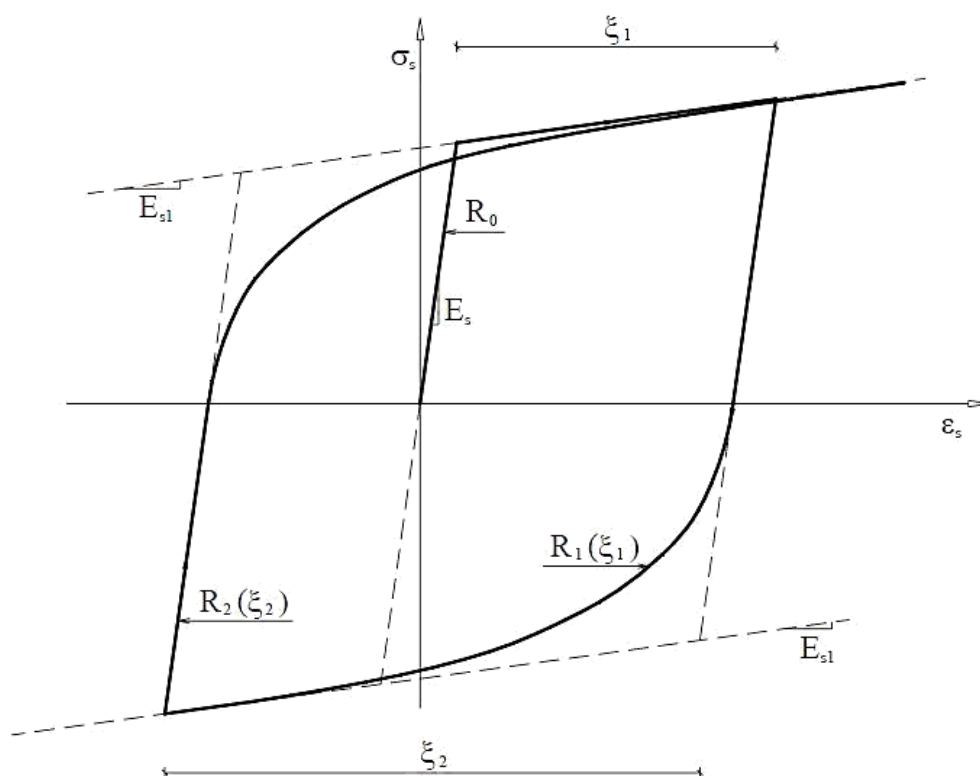


Fig. 3.5 - Comportamento do aço para carregamento cíclico, modelo de Giuffrè-Menegotto-Pinto.

3.4. ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE BETÃO ARMADO SUJEITOS A CARGAS CÍCLICAS

Depois de apresentar as leis de comportamento do betão e do aço isoladamente segue-se uma descrição da modelação do comportamento dos dois materiais em conjunto. Como os elementos de betão armado são, geralmente, dimensionados para apresentar comportamento dúctil, o seu comportamento é controlado principalmente pelas armaduras sendo por isso menos sensível à pormenorização dos modelos de comportamento do betão.

Os elementos estruturais de viga que definem o tabuleiro de uma ponte não sofrem esforço elevados, sendo possível considerar que o seu comportamento é linear elástico. Os elementos estruturais que traduzem os pilares estão sujeitos essencialmente a flexão composta e, quando carregados monotonicamente, apresentam um comportamento essencialmente composto por três fases: a primeira com rigidez mais elevada antes de ocorrer a fendilhação do betão, seguindo-se uma fase em que a rigidez diminui devido ao desenvolvimento de fissuras na zona traccionada e, por último, a fase correspondente à cedência das armaduras a que corresponde uma rigidez muito baixa. [1]

Quando sujeitos a cargas cíclicas, ocorrem nestes elementos fenómenos que alteram a resistência da secção e que controlam a dissipação de energia como por exemplo, a fissuração e o efeito de aperto. A fissuração leva a uma redução da rigidez que se traduz na diminuição da inclinação do diagrama de tensões-extensões. Assim, quantos mais ciclos existirem, maior será a fendilhação e maiores serão as deformações para o mesmo nível de esforço.

O efeito de aperto ocorre quando se inverte o carregamento e, consequentemente, quando se fecha uma fenda aberta num ciclo anterior. Para que a fenda se feche, é necessário que a armadura recupere a sua

deformação plástica, o que acontece para uma rigidez da secção mais baixa uma vez que o betão está inativo e apenas funciona a armadura. Devido à menor rigidez da secção, quando se inicia a recarga ocorrem elevadas deformações até a fenda se fechar, seguidas de um aumento da rigidez da secção provocado pela compressão do betão.

Para a modelação do comportamento cíclico de elementos de betão armado existem diversas metodologias sendo apresentados de seguida dois modelos: o modelo de plasticidade distribuída e o modelo de plasticidade concentrada.

3.4.1. MODELO DE PLASTICIDADE DISTRIBUÍDA

Os modelos que consideram a não linearidade distribuída ao longo do comprimento do elemento apoiam-se, normalmente, em modelos em que a secção transversal é discretizada em fibras onde se individualizam os diferentes materiais: aço e betão.

As fibras que compõem estes modelos numéricos constituem uma malha de elementos finitos ao nível da secção transversal sem interagirem entre si, ou seja, apenas mobilizam a força correspondente à posição e material que representam. A consideração da não linearidade ao longo do elemento é baseada nas deformações globais e é feita a integração numérica ao nível dos pontos de Gauss de cada elemento.

Os modelos de fibras podem ser usados para a consideração da plasticidade concentrada (como se irá descrever nos pontos seguintes) como no caso deste trabalho onde, embora não se tenha usado um modelo de plasticidade distribuída ao longo do comprimento dos elementos dos pilares, foi usado mesmo assim um modelo de fibras para a secção transversal que será descrito de seguida de forma a melhor entender estes modelos

Nas cinco pontes analisadas neste trabalho utilizou-se uma secção transversal com as mesmas dimensões, armadura e materiais, que se encontra representada na Fig. 3.6. Para representar o comportamento não linear desta secção foi utilizado um modelo de fibras.

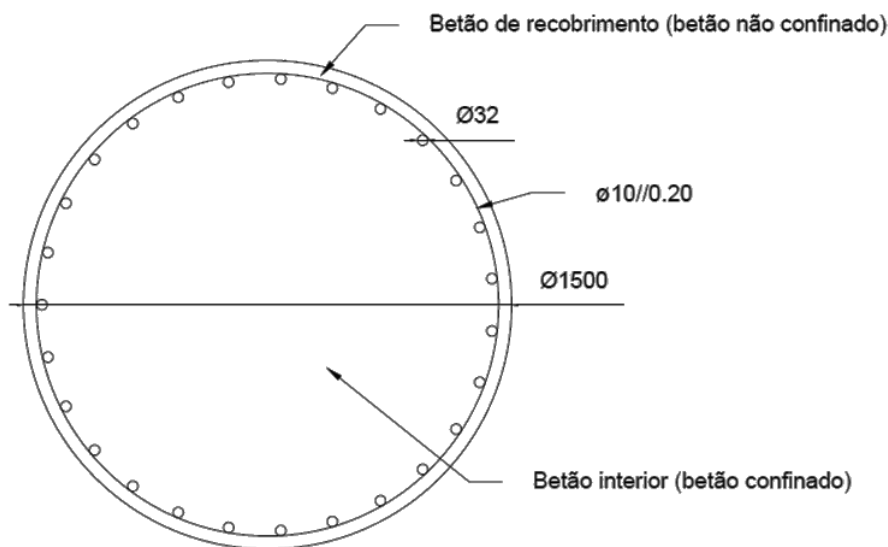


Fig. 3.6 - Secção transversal dos pilares.

3.4.2. MODELO DE PLASTICIDADE CONCENTRADA

Neste tipo de modelo são consideradas, em cada elemento onde se pretende considerar a não linearidade, três zonas com características diferentes: uma zona central com comportamento elástico e duas zonas com comportamento não linear material, concentrando-se assim o comportamento não linear nas extremidades dos elementos de barra.

Estas extremidades com características não lineares são também designadas de rótulas plásticas, sendo este modelo muitas vezes designado como “Modelo de rótulas plásticas”, e podem ser definidas através de um só ponto ou por um comprimento limitado.

Estes modelos são muito usados para análises sísmicas uma vez que, em elementos de betão armado sujeitos a ações sísmicas e alternadas, é nas zonas extremas que se concentram os maiores esforços, excedendo os seus limites elásticos e formando as rótulas plásticas. Para além disso, análises sísmicas onde se considera o comportamento não linear distribuído ao longo dos elementos conduzem a tempos de cálculo mais elevados, sendo vantajoso considerar esse comportamento concentrado nas extremidades.

Com o objectivo de simular o comportamento não linear idealizaram-se elementos de barra constituídos por três subelementos. Na zona central a rigidez mantém-se constante e é igual, normalmente, à rigidez não fendilhada da secção; nas extremidades são seguidas as leis do modelo histerético que será descrito mais à frente.

Como é evidente, o comprimento da rótula plástica tem grande influência no comportamento plástico dos elementos de barra tendo sido objeto de estudo por parte de outros autores.

Para obter a matriz de rigidez do elemento de barra é necessário, em primeiro lugar, determinar a matriz rigidez de cada subelemento e associá-las em série e, após isso, usar um processo de condensação estática (metodologia comum em análise matricial de estruturas, onde se retêm os graus de liberdade dos nós extremos do elemento).

3.4.2.1. Comprimento da rótula plástica

O comprimento da rótula plástica a considerar (l_p), representado na Fig. 3.7, é definido, principalmente, pela extensão da zona onde existe plastificação das armaduras longitudinais.

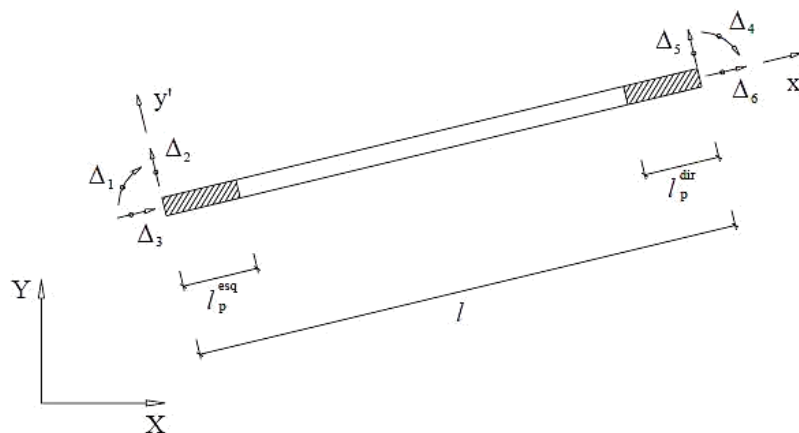


Fig. 3.7 - Comprimento das rótulas plásticas num elemento de barra plano. [1]

No entanto, existem outros fenómenos, ilustrados na Fig. 3.8, como o “yield penetration”, que corresponde a uma rotação adicional, na secção do encastramento, provocada pela impossibilidade física de existir uma brusca variação da curvatura de zero para o seu valor máximo num comprimento infinitesimal; e o “alastramento” da rótula plástica, que consiste na inclinação das fendas devido ao efeito do esforço transversal, quando a hipótese das secções planas deixa de ser válida e as tensões e deformações nas armaduras passam a ser superiores às calculadas [1].

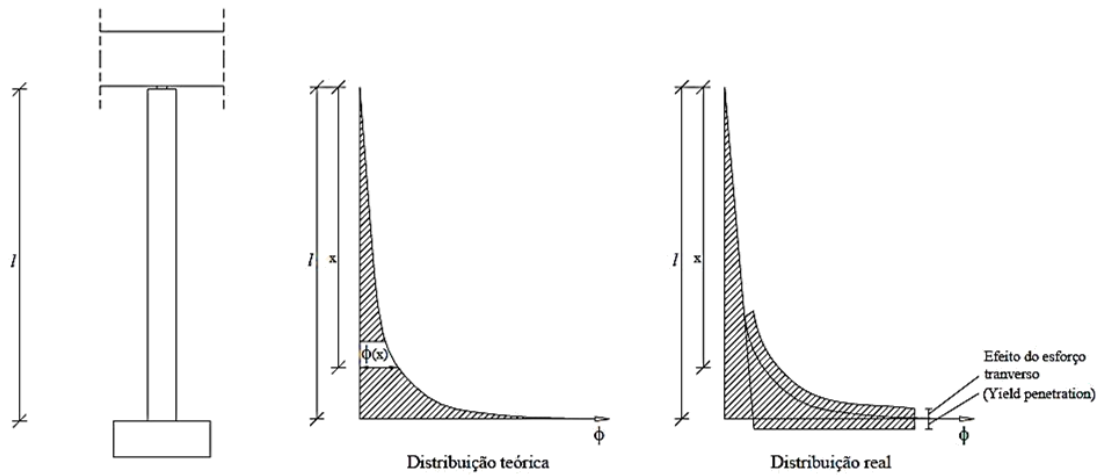


Fig. 3.8 - Distribuição teórica e real das rotações para a rótula plástica. [1]

Para definir o comprimento da rótula plástica, como referido, foram já efetuados vários estudos. Priestley e Park (1984) consideraram como estimativa para o comprimento da rótula metade da altura da secção (h) [1]:

$$l_p = 0,5 h \quad (3.9)$$

Kappos (1991) propôs uma outra fórmula em que o comprimento da rótula plástica depende do comprimento do elemento (l) e do diâmetro dos varões de armadura longitudinal (d_b) [1].

$$l_p = 0,08 l + 6 d_b \quad (3.10)$$

Pouco depois, Paulay e Priestley (1992) sugeriram uma variante a essa expressão que inclui a tensão de cedência da armadura (f_{sy}) [1]:

$$l_p = 0,08 l + 0,022 d_b \times f_{sy} \quad (3.11)$$

Neste trabalho, considerou-se para o comprimento da rótula plástica a expressão (3.9), proposta por Priestley e Park por ser mais expedita sem deixar de ser realista [1].

3.4.2.2. Comportamento da rótula plástica

Para a modelação do comportamento da rótula plástica podem ser usados modelos de fibras ao nível da secção, tal como descrito nos modelos de plasticidade distribuída, embora seja possível definir apenas os pontos principais da curva de comportamento monotónico.

O modelo de fibras usado neste trabalho utiliza o comportamento do betão e do aço, para carregamentos monotónicos, tratados anteriormente e a secção transversal que discretiza pode ser consultado na Fig. 3.6.

Outra forma de caracterizar o comportamento das rótulas plásticas é através de uma lei trilinear, obtida a partir das relações momento-curvatura da secção transversal. Esta lei, que se encontra representada na Fig. 3.9, é definida por três tramos com inclinações diferentes, ou seja, com diferente rigidezes para cada fase: inicial, após fissuração e após a cedência.

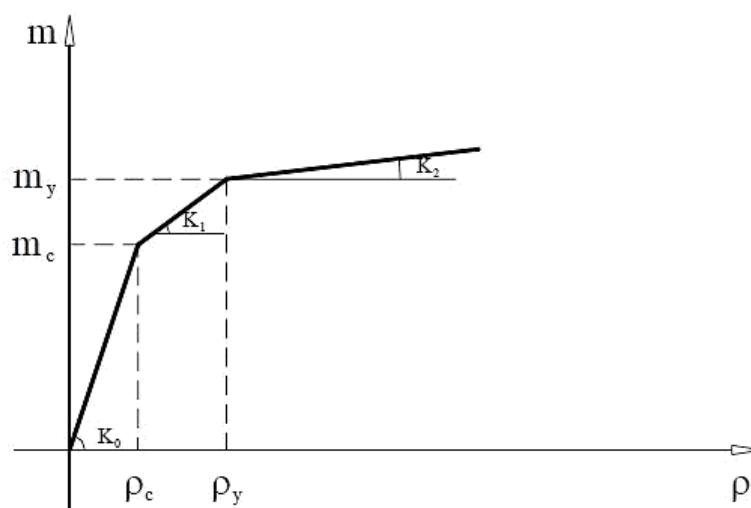


Fig. 3.9 - Lei trilinear.

K_0 – rigidez inicial;

K_1 – rigidez após fissuração;

K_2 – rigidez após cedência;

ρ_c – curvatura correspondente à fissuração;

ρ_y – curvatura correspondente à cedência;

m_c – momento correspondente à fissuração;

m_y – momento correspondente à cedência.

3.5. TIPOS DE ANÁLISE SÍSMICA

Tendo em conta os objectivos pretendidos, é possível escolher, respeitando algumas condições, o tipo de análise a efetuar para a determinação dos vários efeitos que se pretendem simular. A análise pode ser linear ou não linear, sendo que, para cada uma delas, é possível usar duas metodologias de análise, uma baseada em cargas estáticas e outra baseada em cargas dinâmicas. Assim, definem-se quatro tipos de análise: análise estática linear, análise dinâmica linear, análise estática não linear e análise dinâmica não linear.

As análises lineares, uma vez que têm por base as propriedades elásticas dos materiais, são as mais simples e expeditas, sendo portanto as mais utilizadas em projeto. Relativamente à análise não linear, esta envolve um maior número de conceitos ao nível do comportamento das estruturas e dos materiais tornando-se mais complexas. [15]

Neste trabalho foram efetuadas análises dinâmicas não lineares mas, de forma a melhor entender as vantagens desta escolha, é importante referir as principais características de cada tipo de análise.

3.5.1. ANÁLISE ESTÁTICA LINEAR

Nesta análise, que considera o comportamento elástico dos materiais, a ação sísmica é caracterizada através de forças estáticas equivalentes e distribuídas pela estrutura. Para utilizar esta análise no dimensionamento de uma estrutura é necessário respeitar algumas condições definidas nos regulamentos. Após serem verificadas estas condições, deve ser efetuada a análise na direção longitudinal e transversal, embora a definição e aplicação das cargas equivalentes nem sempre seja simples em estruturas mais complexas.

Para esta análise é utilizada a rigidez elástica da estrutura o que não permite considerar, diretamente, os efeitos não lineares. Admitindo que durante um sismo ocorre algum tipo de dano, o que é realista, deixa de ser razoável considerar apenas o comportamento linear da estrutura. Por essa razão, recorre-se a um fator de redução de forma a converter os esforços elásticos em esforços inelásticos designado em alguns regulamentos, como no EC8-1 [11] por coeficiente de comportamento (q).

Evidentemente, um fator que permita considerar as características não lineares de uma estrutura depende de inúmeras variáveis como o tipo de estrutura, materiais e ductilidade tornando-o difícil de quantificar. A maioria dos regulamentos admite esta metodologia de análise, considerando o uso do coeficiente de comportamento e propondo valores dependendo das características da estrutura. No entanto, esses valores são definidos para estruturas correntes e são muitas vezes limitativos. Por exemplo, segundo o REBAP (1983), o coeficiente de comportamento depende de dois factores: o tipo de comportamento e a ductilidade que a estrutura pode apresentar. Neste regulamento o nível de ductilidade é diferenciado pela pormenorização dos elementos (através de verificações e disposições construtivas) sendo de certa forma uma versão simplificada da metodologia do EC8-1 [11]. Estes conceitos são mais rigorosos e pormenorizados segundo este segundo regulamento, tornando os coeficientes de comportamento mais abrangentes mas mesmo assim limitativos.

3.5.2. ANÁLISE DINÂMICA LINEAR

Neste tipo de análise são consideradas todas as componentes do movimento da estrutura ou seja, a aceleração, a velocidade e os deslocamentos, podendo ser feita de duas formas distintas: através de espectros de resposta ou por integração direta da equação de equilíbrio dinâmico.

De forma resumida, a análise por espectros de resposta consiste na transformação de uma estrutura com vários graus de liberdade em várias estruturas de um grau de liberdade com propriedades dinâmicas correspondentes a cada um dos modos de vibração da estrutura original. Depois de obter a resposta de cada estrutura com um grau de liberdade, é ponderada a resposta global da estrutura através de combinações modais.

A integração direta das equações de equilíbrio dinâmico (3.12) permite uma análise ao longo do tempo onde é determinada a resposta da estrutura em cada intervalo e por isso os resultados são considerados “exatos”.

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = \{P\} \quad (3.12)$$

$[M]$ – matriz de massa do sistema (ton),

$[K]$ – matriz de rigidez do sistema (kN/m);

$[C]$ – matriz de amortecimento do sistema (ton/s);

$\{\ddot{u}\}$ – vector de acelerações (m/s²);

$\{\dot{u}\}$ – vector de velocidades (m/s);

$\{u\}$ – vector de deslocamentos (m);

$\{P\}$ – vector de forças exteriores (kN).

A resolução das equações de equilíbrio implica a escolha de um método de integração que pode ser baseado na sobreposição modal ou na integração numérica. Dentro deste último existem ainda diferentes abordagens de resolução. No entanto, seja pelos espectros de resposta ou por integração direta, o fato de utilizar as características elásticas da estrutura leva mais uma vez à utilização de factores redutivos para transformar a resposta estrutural linear na não linear.

Os dois tipos de análise sísmica referidos até agora, análise estática linear e análise dinâmica linear, são baseados em forças e em esforços em detrimento de deslocamentos e deformações. No âmbito deste trabalho, onde se pretende avaliar o desempenho de estruturas, esses métodos não são apropriados uma vez que o comportamento das estruturas mais complexas não se encontra bem caracterizado pelos coeficientes de comportamento existentes. Assim, a determinação dos deslocamentos e deformações inelásticas torna-se limitada uma vez que as análises lineares não preveem o comportamento não linear dos materiais e podem não contabilizar determinados mecanismos de colapso local [15].

3.5.3. ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR (PUSHOVER)

Este tipo de análise consiste numa sequência de análises estáticas considerando as características não lineares dos materiais e elementos envolvidos. Em cada passo da análise é considerado que as características da estrutura são constantes e que, com a aplicação de forças crescentes, se provoca a degradação das secções transversais até se atingir a rotura.

Com este tipo de análise é possível calcular explicitamente a ductilidade da estrutura e, com isso, o seu coeficiente de comportamento real. Apesar dos resultados dependerem da aplicação de forças, o que determina o comportamento da estrutura são os deslocamentos registados.

Uma vez que é considerado o comportamento não linear, aumenta a complexidade da análise mas deixa de existir o problema da escolha do coeficiente de comportamento. No entanto, são levantadas outras questões relacionadas com as hipóteses de cálculo. Algumas dessas questões dizem respeito aos modelos de cálculo que definem as propriedades não lineares e a consideração, ou não, dos efeitos da torção; sendo este aspecto atualmente alvo de investigação.

Este tipo de análise resume-se à aplicação de uma força crescente de forma contínua onde, para cada incremento, é atualizado o estado de deformação da secção. Ao mesmo tempo que se incrementa a carga e se atualiza o estado da secção, é monitorizado um determinado grau de liberdade até este atingir um limite definido. À resposta global da estrutura representada pela evolução da força aplicada e do deslocamento monitorizado dá-se o nome de curva de capacidade.

Com os resultados de cada incremento é possível avaliar a evolução da rigidez da estrutura, a distribuição da plasticidade pelos elementos, o padrão e intensidade de deslocamentos e o mecanismo de rotura esperado. [15]

3.5.4. ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR (TIME HISTORY)

Esta análise é semelhante à integração direta referida em 3.5.2. mas, para além das questões relacionadas com a análise por integração, surgem ainda outras questões e hipóteses a considerar.

Comparativamente às análises estáticas não lineares, esta análise introduz diretamente os acelerogramas e o modelo histerético. Como se trata de uma análise que considera a não linearidade, não é possível utilizar os métodos de sobreposição modal pois deixa de ser válido o princípio de sobreposição de efeitos [15].

Os maiores problemas deste método estão associados à dificuldade em estabelecer modelos realistas para os componentes estruturais, a definição de parâmetros como o amortecimento, a seleção do acelerograma, o tempo de análise, as grandes exigências computacionais e o elevado número de resultados para análise. Apesar de tudo, a análise dinâmica não linear é reconhecidamente a mais exata.

A importância dos factores mencionados é reconhecida e constitui as questões que precisam de ser resolvidas no futuro principalmente porque afectam os resultados e comprometem a análise, como a estabilidade numérica. No caso do amortecimento, a sua definição é tão importante como controversa na análise dinâmica não linear, sendo tradicionalmente considerado um amortecimento viscoso equivalente de forma a representar a energia dissipada durante um sismo pelos diferentes fenómenos de dissipação de energia. [7]

3.6. NOTAS FINAIS

Depois de abordar o comportamento dos materiais betão e aço, o comportamento dos elementos estruturais de betão armado, a sua modelação e os tipos de análise sísmica, torna-se mais claro as razões que levaram a realizar, neste trabalho, análises dinâmicas não lineares com modelos de plasticidade concentrada.

Em primeiro lugar, relativamente ao tipo de análise, é evidente a sua escolha. A análise dinâmica não linear é a mais exata e realista pois considera a ação sísmica na sua forma mais realista através de acelerogramas e determina a resposta estrutural em cada instante. Como referido, a principal dificuldade nesta análise consiste na definição e escolha dos modelos a utilizar. De forma a ultrapassar esta dificuldade, escolheram-se modelos já validados por diferentes autores: modelos de plasticidade concentrada em rótulas plásticas com comprimento proposto por Priestley e Park (1984).

Para além da credibilidade dos modelos de plasticidade concentrada, estes modelos necessitam de menores tempos de cálculo, comparativamente aos modelos de plasticidade distribuída, o que é importante uma vez escolhido o tipo de análise mais demorado.

4

MODELAÇÃO ESTRUTURAL

4.1. INTRODUÇÃO

Para proceder à análise da resposta de pontes sujeitas à ação sísmica é fundamental dispor de modelos que, de forma adequada, descrevam o comportamento de cada componente estrutural, nomeadamente, pilares, tabuleiro, apoios e as suas ligações.

Para a análise na direção longitudinal, o tabuleiro pode ser considerado como praticamente indeformável, impondo os mesmos deslocamentos nas extremidades superiores dos pilares, permitindo assim a análise através de um modelo plano. No entanto, na direção perpendicular ao plano da ponte, o seu comportamento é essencialmente tridimensional, sendo esta análise normalmente condicionante, devido à sua simplicidade estrutural e consequentemente ao reduzido grau de redundância [1].

Sendo necessário recorrer a uma análise tridimensional para análise segundo a direção transversal, serão exigidos maiores tempos de cálculo devido às ferramentas usadas uma vez que envolvem um maior número de graus de liberdade. A este tempo de cálculo é ainda acrescido um outro relacionado com o tipo de análise a que se procede que, como foi referido no capítulo anterior, poderá ser consideravelmente elevado quando se trata de uma análise dinâmica não linear.

A questão do tempo de cálculo é particularmente importante e decisiva quando é necessário utilizar um grande número de análises, como no caso deste trabalho. Assim, é importante adoptar modelos que reduzam o número de graus de liberdade e, consequentemente, o tempo de resolução do sistema de equações envolvido. É nesta problemática que surge a possibilidade de utilizar modelos planos que permitem simular a resposta mais relevante do comportamento tridimensional real.

Neste contexto, no seguimento deste capítulo, serão comparados os dois tipos de modelação estrutural: modelação plana e modelação tridimensional, começando pela descrição das principais características dos dois modelos e passando posteriormente à sua aplicação, utilizando o software OpenSees, a cinco viadutos. Depois de analisados os resultados, será escolhido o modelo a usar na análise da fragilidade sísmica dos viadutos.

4.2. MODELAÇÃO PLANA

A utilização de modelos planos permite reduzir o número de graus de liberdade e, desta forma, simplificar a análise. Ao mesmo tempo, através de uma definição criteriosa desse modelo, é possível manter os aspectos essenciais do comportamento simulando, neste caso, o comportamento da estrutura na direção perpendicular ao eixo do tabuleiro [1].

A modelação estabelecida considera o comportamento à flexão do tabuleiro e dos pilares no plano em que são mobilizados pela ação. Para isso, os pilares são considerados paralelos ao eixo do tabuleiro estando ligados a este através de barras biarticuladas de elevada rigidez de forma a compatibilizar os deslocamentos comuns ao tabuleiro e ao topo dos pilares, na direção da ação. Esta relação de paralelismo entre o eixo do tabuleiro e os eixos dos pilares pode estar disposta em qualquer posição do plano sendo apenas necessário que o topo dos pilares se encontrem à mesma cota da correspondente ligação ao tabuleiro. Para ilustrar o que se acabou de dizer, apresenta-se de seguida a Fig. 4.1 onde consta um exemplo de modelação plana de uma ponte fictícia.

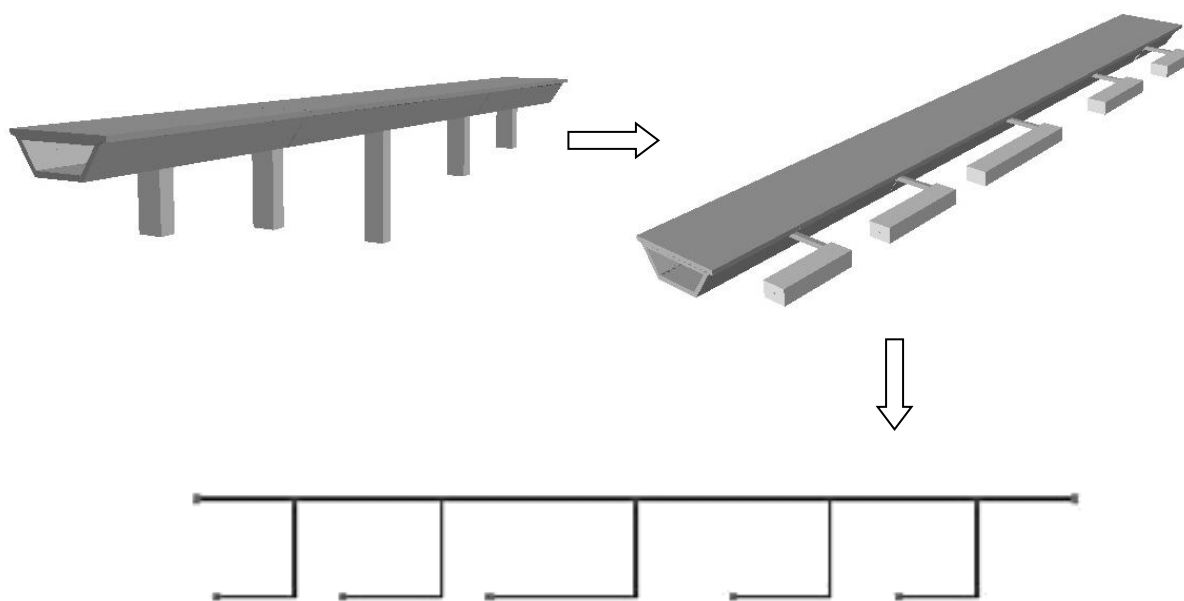


Fig. 4.1 - Exemplo do esquema estrutural do modelo plano de uma ponte para representar o comportamento na direção transversal do tabuleiro.

Como é possível observar, as características geométricas e mecânicas dos pilares e do tabuleiro podem ser respeitadas, permitindo adoptar as relações não lineares referidas anteriormente, assim como as suas ligações ao exterior. Quanto à ligação dos pilares ao tabuleiro, esta é estabelecida através de barras fictícias que permitem modelar o apoio existente. Para o caso do sistema de apoio mais usual, onde não são permitidos deslocamentos relativos, mas apenas rotações relativas, são consideradas barras biarticuladas com elevada rigidez axial e reduzida inércia à flexão, traduzindo-se, desta forma, a articulação realmente existente entre os pilares e o tabuleiro. No caso dos aparelhos de apoio permitirem deslocamentos relativos entre a extremidade do pilar e o tabuleiro, função da sua rigidez

distorsional, pode atribuir-se às barras fictícias uma rigidez axial igual à rigidez distorsional do aparelho de apoio simulando-se, deste modo, o seu comportamento. [1]

A única característica que este tipo de modelação não consegue incluir é a rigidez à torção do tabuleiro. No entanto, este efeito não tem grande relevância para os casos analisados e praticamente não influencia os resultados, na generalidade dos casos.

4.3. MODELAÇÃO TRIDIMENSIONAL

A resposta de uma ponte, sujeita à ação sísmica na direção perpendicular ao eixo do seu tabuleiro, pode ser diretamente simulada através de um modelo tridimensional com elementos de barra planos e comportamento elástico ou inelástico.

Ainda que não se tenha referido explicitamente no ponto anterior, o facto do modelo plano respeitar as características geométricas e mecânicas dos seus elementos, permite usar as leis de comportamento inelástico, nomeadamente o comportamento plástico nas zonas extremas dos pilares (rótulas plásticas), não trazendo desvantagens, comparativamente aos modelos tridimensionais, neste ponto.

Esta simulação, embora seja mais intuitiva é também mais complexa e conduz a maiores tempos de cálculo, como já foi referido. No entanto, nestes modelos é possível incluir a rigidez torsional do tabuleiro levando a resultados mais exatos, especialmente em casos em que este efeito seja relevante. Na Fig. 4.2 ilustra-se o modelo tridimensional da ponte que serviu de exemplo anteriormente.

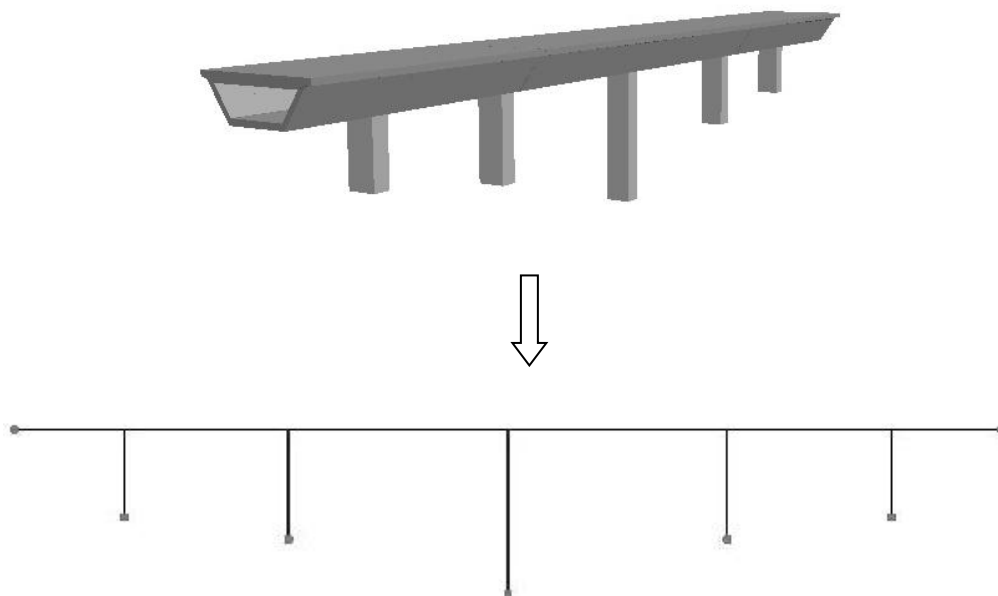
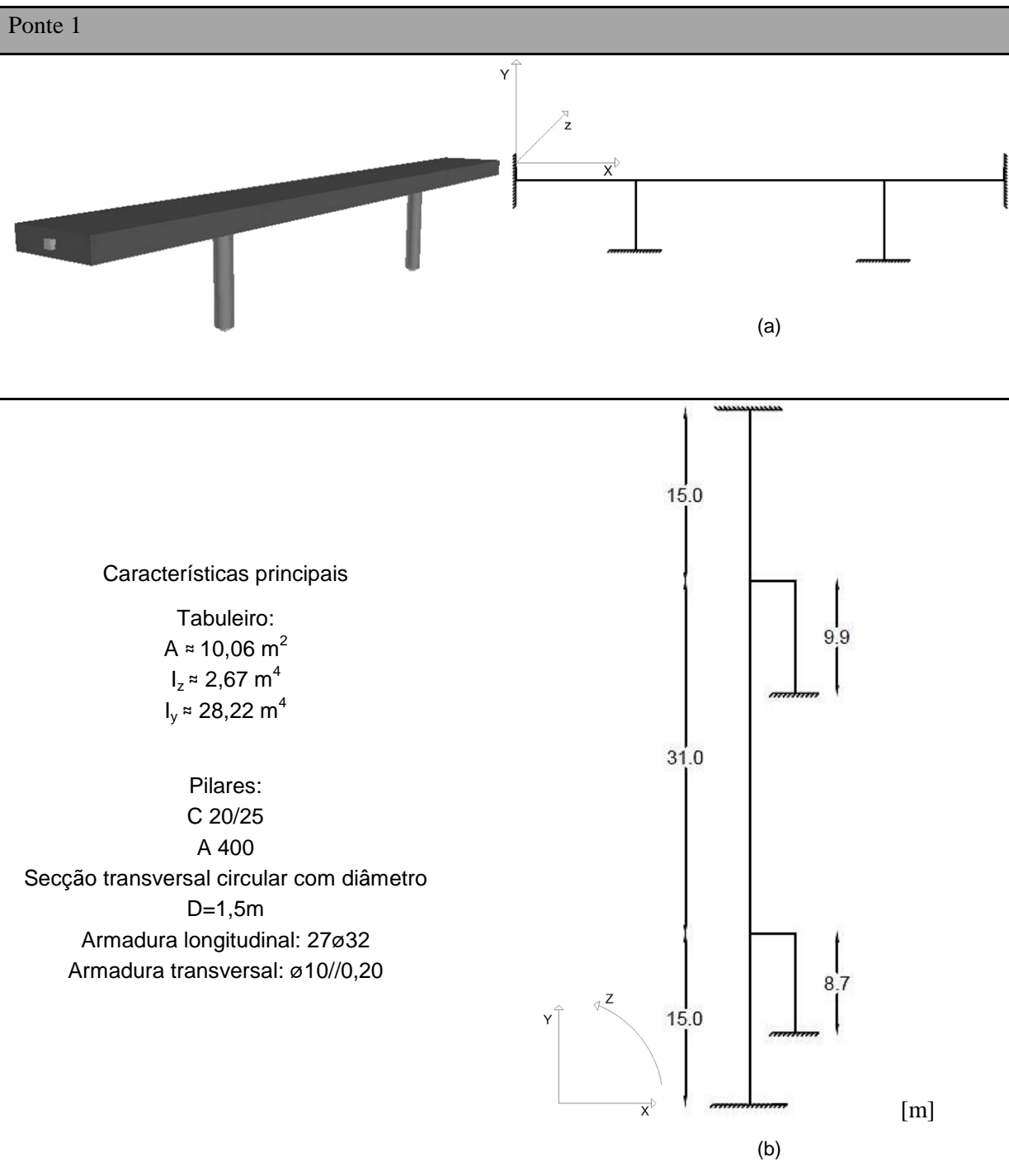


Fig. 4.2 - Exemplo do esquema estrutural usado nos modelos tridimensionais.

4.4. CARACTERIZAÇÃO DAS PONTES ANALISADAS

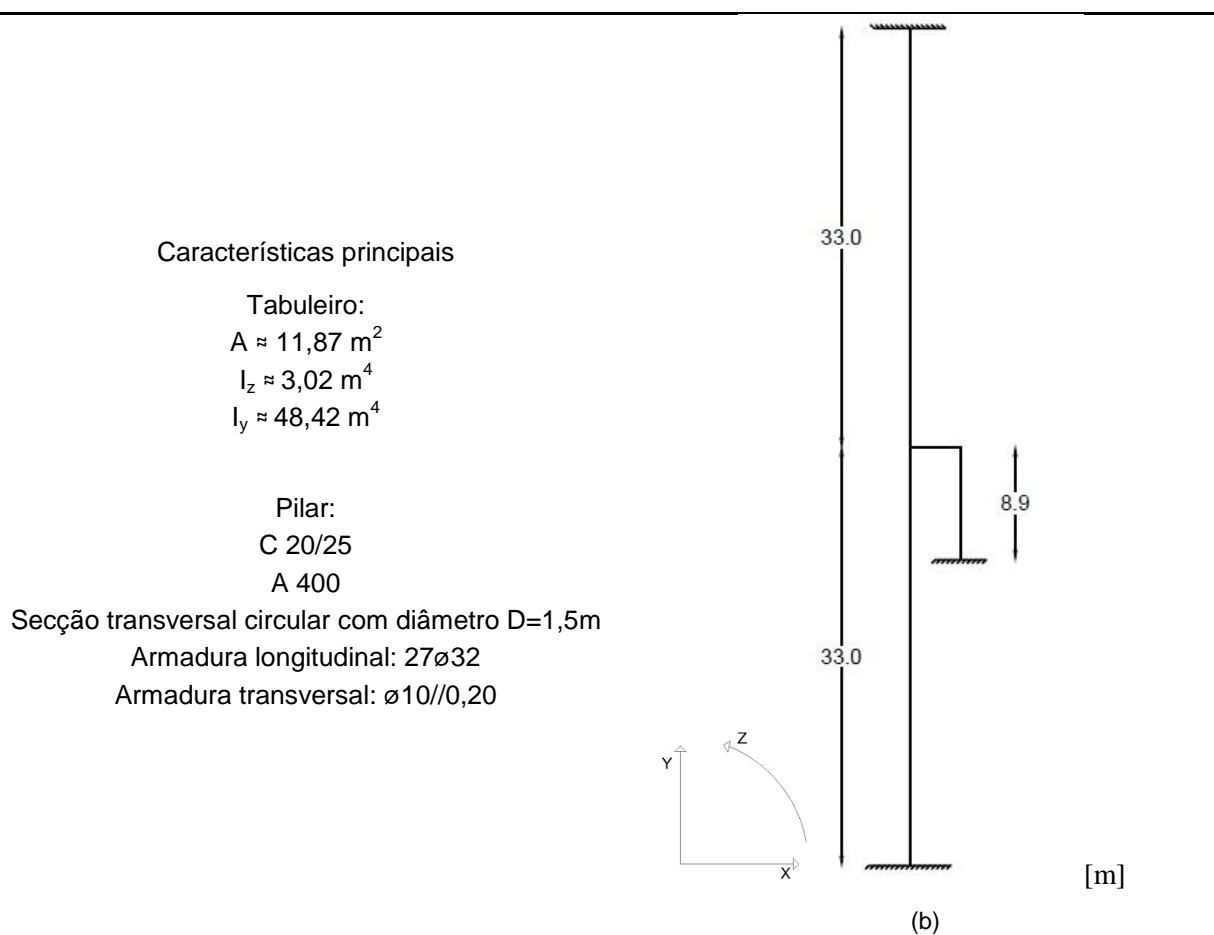
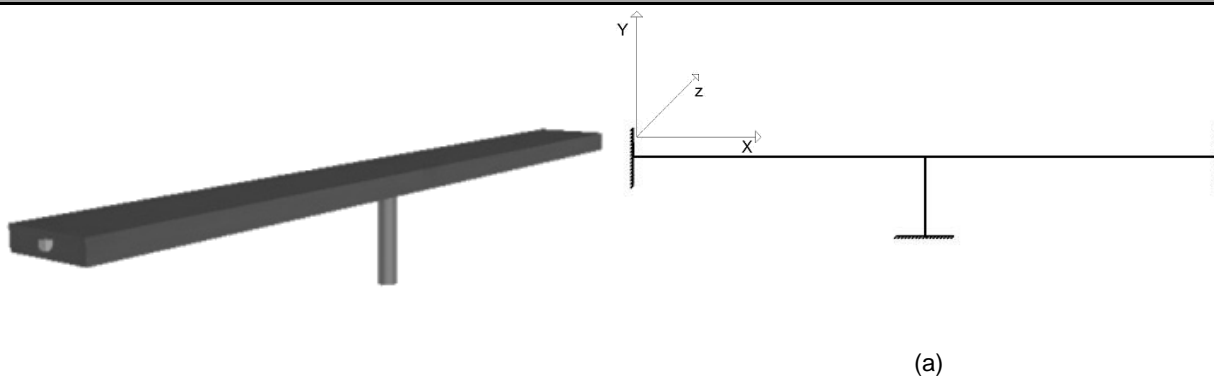
No âmbito deste trabalho serão analisadas cinco pontes em betão armado, representativas do panorama Português, sendo cada uma delas representada através de um modelo plano e um modelo tridimensional, com o objectivo de comparar os resultados obtidos para cada modelo e aferir sobre a aplicabilidade da modelação plana. Nos quadros seguintes, serão ilustradas as cinco pontes, os modelos usados para cada uma e as suas características principais.

Quadro 4.1 - Características e esquema estrutural da ponte 1, (a) Modelo tridimensional, (b) Modelo plano.



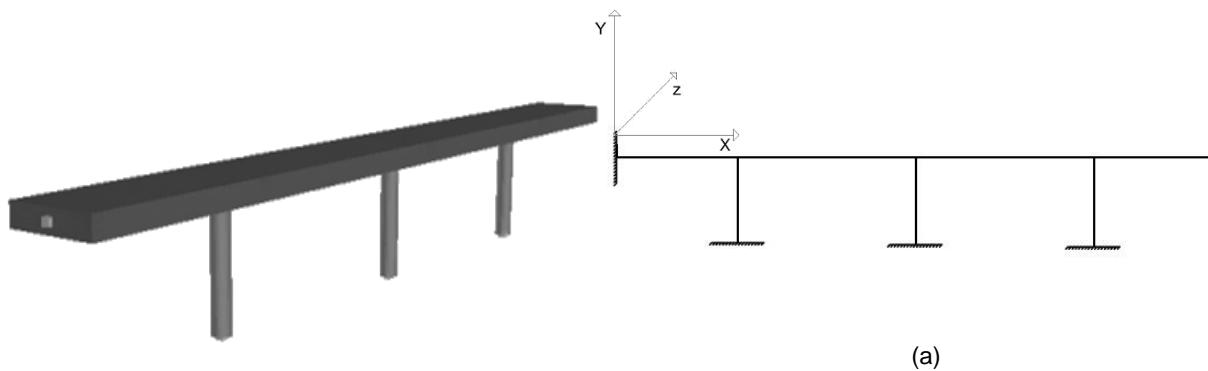
Quadro 4.2 - Características e esquema estrutural da ponte 2, (a) Modelo tridimensional, (b) Modelo plano.

Ponte 2



Quadro 4.3 - Características e esquema estrutural da ponte 3, (a) Modelo tridimensional, (b) Modelo plano.

Ponte 3



Características principais

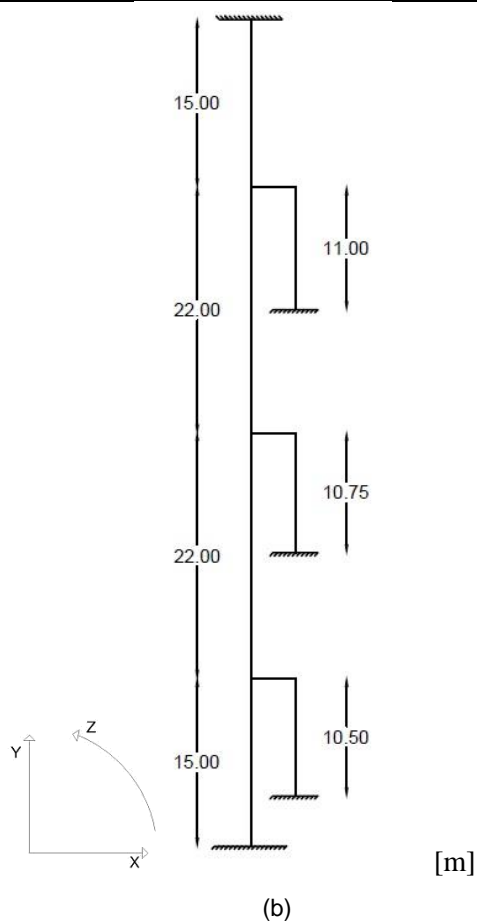
Tabuleiro:
 $A \approx 13,12 \text{ m}^2$
 $I_z \approx 5,10 \text{ m}^4$
 $I_y \approx 42,90 \text{ m}^4$

Pilares:
 C 20/25
 A 400

Secção transversal circular com diâmetro $D=1,5\text{m}$

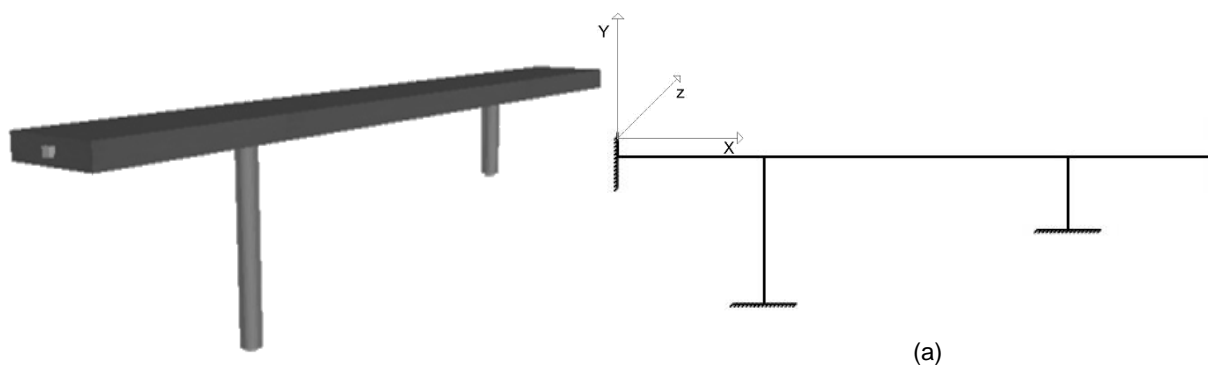
Armadura longitudinal: $27\phi 32$

Armadura transversal: $\phi 10//0,20$



Quadro 4.4 - Características e esquema estrutural da ponte 4, (a) Modelo tridimensional, (b) Modelo plano.

Ponte 4



Características principais

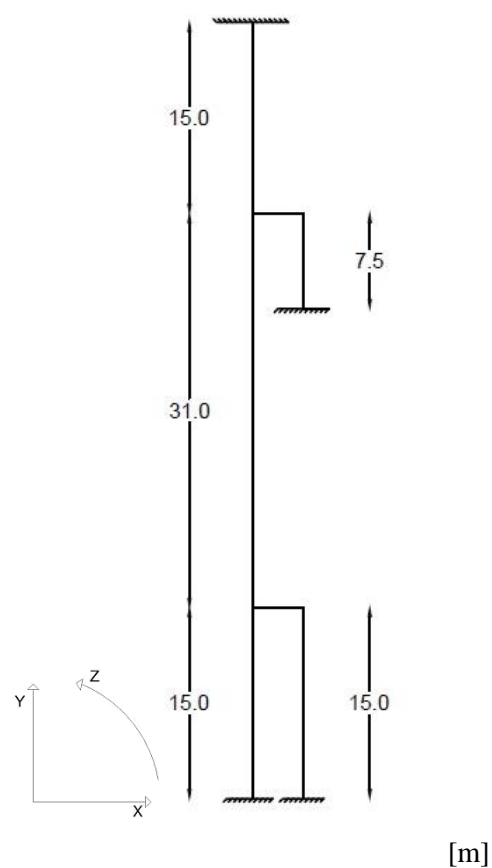
Tabuleiro:
 $A \approx 10,06 \text{ m}^2$
 $I_z \approx 2,67 \text{ m}^4$
 $I_y \approx 28,22 \text{ m}^4$

Pilares:
 C 20/25
 A 400

Secção transversal circular com diâmetro $D=1,5\text{m}$

Armadura longitudinal: $27\phi 32$

Armadura transversal: $\phi 10//0,20$

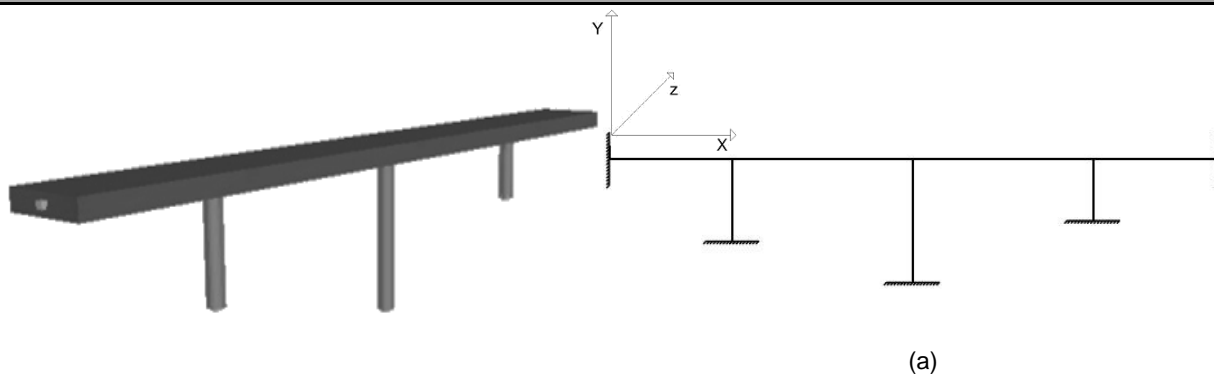


[m]

(b)

Quadro 4.5 - Características e esquema estrutural da ponte 5, (a) Modelo tridimensional, (b) Modelo plano.

Ponte 5



Características principais

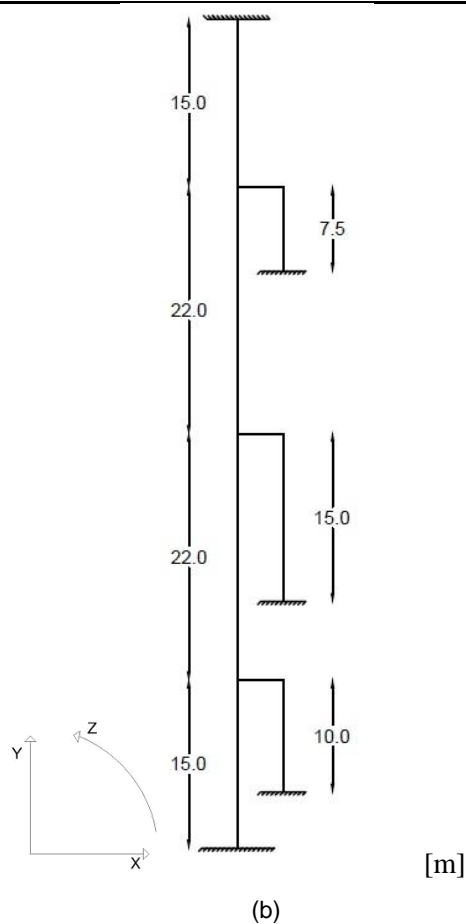
Tabuleiro:
 $A \approx 13,12 \text{ m}^2$
 $I_z \approx 5,10 \text{ m}^4$
 $I_y \approx 42,90 \text{ m}^4$

Pilares:
 C 20/25
 A 400

Secção transversal circular com diâmetro $D=1,5\text{m}$

Armadura longitudinal: $27\phi 32$

Armadura transversal: $\phi 10//0,20$



Como observado nos quadros anteriores, a secção transversal de todos os pilares é igual, assim como os materiais dos mesmos. A secção do tabuleiro foi definida como uma secção rectangular equivalente com as características indicadas. Pontes com o mesmo número de pilares, como por exemplo a ponte 1 e a ponte 4, têm as mesmas características também no tabuleiro mas apresentam pilares com alturas diferentes. Esta particularidade é importante como se verá na análise do comportamento dinâmico.

4.5. VALIDAÇÃO DOS MODELOS PLANOS COM BASE NOS RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL

De forma a validar os modelos planos criados para cada ponte, foram comparados os quatro primeiros períodos obtidos com cada modelo plano e tridimensional. O Quadro 4.6 apresenta esses resultados. Salienta-se que a ação sísmica irá ser aplicada segundo a direção x no modelo plano e segundo z no modelo tridimensional, sendo também nestas direções que deve ser feita a comparação dos períodos.

Quadro 4.6 - Períodos de cada estrutura pela modelação plana e pela modelação tridimensional.

	Modelo Plano		Modelo Tridimensional	
	T (s)	Direção	T (s)	Direção
Ponte 1	0.382338	x	0.381099	z
	0.242543	x	0.242426	z
	0.031499	y	0.057579	y
	0.027313	x	0.049194	y
Ponte 2	0.599109	x	0.599106	z
	0.037736	y	0.073894	y
	0.037384	z	0.037736	x
	-	-	-	-
Ponte 3	0.534922	x	0.534351	z
	0.199005	x	0.198227	z
	0.146027	x	0.146016	z
	0.036642	y	0.070912	y
Ponte 4	0.384558	x	0.383324	z
	0.241839	x	0.241716	z
	0.031577	y	0.064026	y
	0.027382	x	0.048060	y
Ponte 5	0.547418	x	0.546837	z
	0.195966	x	0.195201	z
	0.145132	x	0.145120	z
	0.036642	y	0.077867	y

4.6. VALIDAÇÃO DOS MODELOS PLANOS COM BASE NOS RESULTADOS DE ANÁLISES DINÂMICAS

4.6.1. DESCRIÇÃO DO ESTUDO COMPARATIVO REALIZADO

Para a análise foram selecionados alguns sismos e escalado para três intensidades diferentes: *Low* (0,2 g), *Medium* (0,6 g) e *High* (1,5 g). Uma vez que cada ponte tem um período diferente, os sismos foram escalados de forma que a aceleração espectral (S_a) para o período fundamental da estrutura de cada uma fosse igual para cada um dos níveis de intensidade anteriores. Os sismos considerados foram escolhidos de modo que o fator de escala necessário para que a aceleração espectral do sinal tenha o valor pretendido, no período fundamental da estrutura, seja próximo de um.

Devido ao processo de seleção dos sinais a usar nesta análise, é possível ter três sinais diferentes para cada uma das pontes, um para cada nível de intensidade, o que invalida a comparação de alguns elementos da resposta da estrutura (por exemplo os deslocamentos) entre níveis, uma vez que não são diretamente proporcionais à máxima aceleração. Assim, estes resultados apenas são válidos para a comparação da resposta do modelo plano e tridimensional para cada intensidade. Os sismos considerados são apresentados no Quadro 4.7.

O estudo comparativo concentra-se na análise das reações dos encontros, segundo a direção transversal ao tabuleiro, e do comportamento dinâmico dos pilares para as três intensidades.

Quadro 4.7 - Sismos usados na análise para cada nível de intensidade.

		Local	Data	Magnitude (Mw)	PGA mainshock (m/s ²)	PGA aftershock (m/s ²)
Pontes 1 e 4	<i>Low</i>	Managua, Nicaragua	23-12-1972	6.2	3.31	2.66
	<i>Medium</i>	Irpinia, Itália	23-11-1980	6.9	3.1	0.45
	<i>High</i>	Friuli, Itália	15-09-1975	5.9	6.36	2.5
Ponte 2	<i>Low</i>	Coalinga, EUA	22-07-1983	6.5	8.24	7.19
	<i>Medium</i>	Friuli, Itália	15-09-1975	5.9	6.36	2.5
	<i>High</i>	Friuli, Itália	15-09-1975	5.9	6.36	2.5
Ponte 3 e 5	<i>Low</i>	Friuli, Itália	06-05-1975	6.4	3.09	1.15
	<i>Medium</i>	Landers, EUA	28-06-1992	7.3	7.13	4.72
	<i>High</i>	Landers, EUA	28-06-1992	7.3	7.13	4.72

4.6.2. COMPARAÇÃO DAS REAÇÕES NOS ENCONTROS

Foi realizada uma validação das reações nos encontros da ponte comparando, nas direções correspondentes, os valores obtidos pela modelação plana e pela modelação tridimensional. No Quadro 4.8 apresenta-se a diferença percentual da reação, segundo a direção transversal do tabuleiro, entre o modelo plano e o modelo tridimensional. Para esta comparação foram usados sinais escalados para uma aceleração espectral máxima de 1,5g no período fundamental da estrutura em todas as pontes. Os valores positivos do Quadro 4.8 indicam que a reação é superior no modelo plano.

Quadro 4.8 - Diferença percentual entre os dois modelos da relativamente às reações dos encontros na direção transversal ao tabuleiro.

	Encontro Esquerdo	Encontro Direito
Ponte 1	1.56%	1.35%
Ponte 2	0.06%	0.06%
Ponte 3	-0.23%	-0.19%
Ponte 4	1.03%	2.11%
Ponte 5	-0.06%	0.76%

Como é possível observar pelos resultados anteriores, as diferenças são desprezáveis permitindo concluir que os dois modelos representam corretamente as estruturas.

4.6.3. COMPARAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DOS PILARES

Nesta comparação do modelo plano com o modelo tridimensional foram elaborados os gráficos de força-deslocamento de cada pilar, para cada uma das cinco pontes. O deslocamento foi medido no topo do pilar e na direção do sismo (direção transversal ao tabuleiro) e a força foi medida na mesma direção mas na base do pilar. Para além dos gráficos de comportamento dos pilares foram ainda comparados os deslocamentos máximos e forças máximas, apresentando-se a variação percentual entre os resultados dos dois modelos (Δ).

Antes de discutir os resultados obtidos é importante referir algumas limitações do modelo plano de forma a melhor entender as diferenças que serão apresentadas.

Em primeiro lugar, ao considerar o peso próprio da estrutura, que deveria ser distribuído sobre a mesma, foi necessário dividi-lo em cargas concentradas nos nós. Como no modelo plano os pilares e o tabuleiro são paralelos, seria necessário colocar uma carga distribuída segundo Y no tabuleiro, de forma a comprimir os pilares e, dessa forma, o peso próprio deixaria de fletir o tabuleiro, o que provocaria esforços e reações diferentes. Nos modelos tridimensionais esta questão já não existe mas devido a problemas de convergência no cálculo pelo *software OpenSees*, optou-se por também considerar o peso próprio concentrado nos nós nestes modelos.

Outra limitação encontra-se na ligação do pilar com o tabuleiro. Nesta ligação, para além de existir igualdade de deslocamentos na direção da ação sísmica (direção transversal), deve também existir na

direção vertical (direção y do modelo tridimensional). No entanto, nos modelos planos, esta direção não é a mesma no pilar e no tabuleiro (no pilar é segundo y e no tabuleiro é segundo x) e por isso não é possível garantir igualdade de deslocamentos. Mais uma vez, no modelo tridimensional não existe este problema, por isso foi considerada a igualdade de deslocamentos referida.

Esta segunda limitação discutida é a responsável pelas diferenças verificadas na comparação dos modelos. Aliás, caso fosse imposto no modelo tridimensional que apenas existisse a igualdade de deslocamentos na direção transversal (como no modelo plano), a discrepância dos resultados seria muito inferior.

Apresentam-se, em seguida, os resultados mais relevantes obtidos da análise das cinco pontes, sendo igualmente discutidos os tempos de cálculo para cada modelo. No Anexo A encontram-se os resultados para todos os pilares de todas as pontes e para cada nível de intensidade.

4.6.3.1. Pontes 1 e 2

Nestas pontes, os resultados obtidos pela análise dinâmica nos modelos planos foram muito próximos dos resultados pelos modelos tridimensionais, apresentando sempre uma variação no deslocamento máximo inferior a 3% e na força máxima inferior a 7%. Para ilustrar a boa aproximação entre os modelos, apresentam-se nas figuras seguintes o comportamento do pilar 1 da ponte 1 para as três intensidades, pilar onde se verificam as maiores discrepâncias entre modelos, que podem ser consultadas no Quadro 4.9.

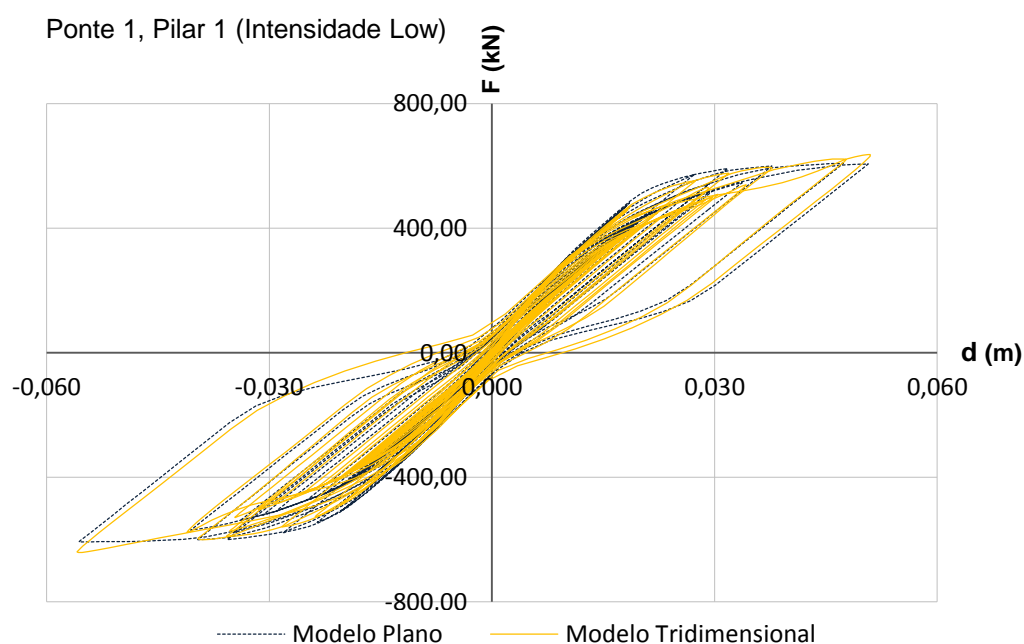


Fig. 4.3 - Resposta força-deslocamento do pilar 1 da ponte 1 para uma intensidade de 0,2g: comparação dos resultados dos modelos plano e tridimensional.

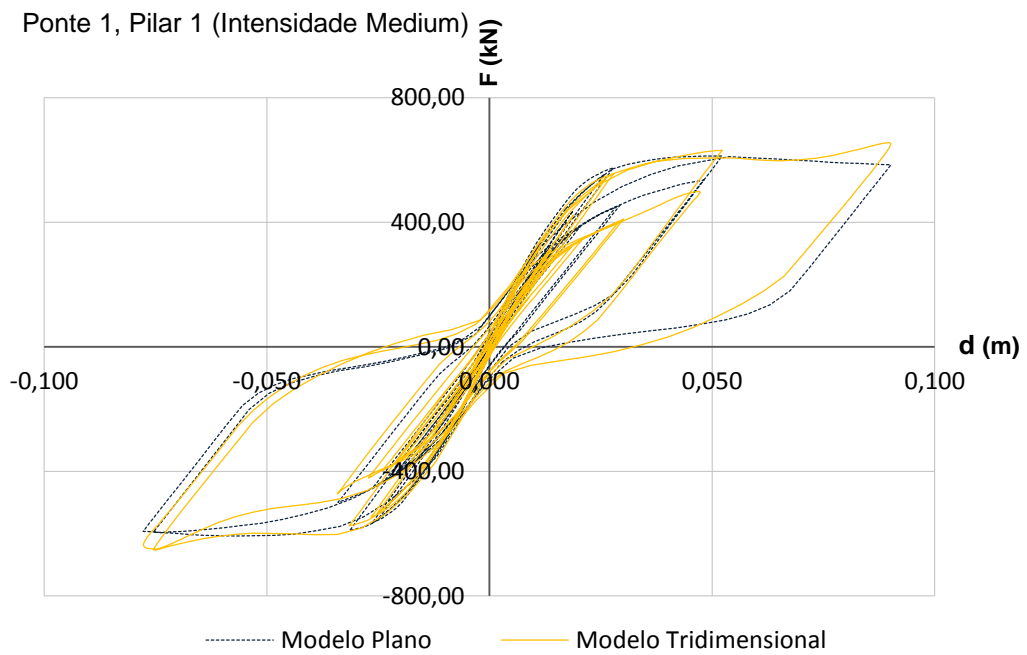


Fig. 4.4 - Resposta força-deslocamento do pilar 1 da ponte 1 para uma intensidade de 0,6g: comparação dos resultados dos modelos plano e tridimensional.

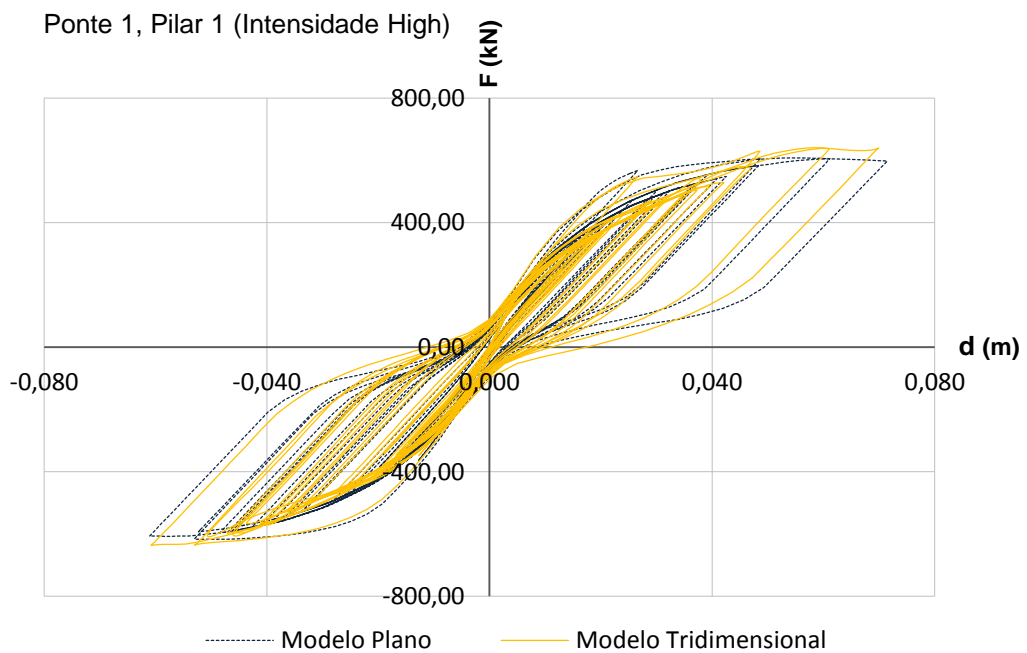


Fig. 4.5 - Resposta força-deslocamento do pilar 1 da ponte 1 para uma intensidade de 1,5g: comparação dos resultados dos modelos plano e tridimensional.

Quadro 4.9 - Comparação do deslocamento máximo e força máxima, do pilar 1 da ponte 1, para cada intensidade nos dois modelos.

		Modelo Plano	Modelo Tridimensional	Δ
Low	dmáx (m)	0.056	0.056	0.44%
	Fmáx (kN)	608.5	641.1	5.08%
Medium	dmáx (m)	0.090	0.090	-0.06%
	Fmáx (kN)	613.1	656.0	6.54%
High	dmáx (m)	0.071	0.070	-2.25%
	Fmáx (kN)	616.9	641.0	3.76%

4.6.3.2. Pontes 3, 4 e 5

Nestas pontes as variações foram superiores às verificadas nas pontes 1 e 2. Ainda assim, a variação no deslocamento máximo foi inferior a 4% mas a da força máxima ultrapassou os 10%. No entanto, esta discrepância continua a ser aceitável uma vez que estamos a falar de diferenças nos valores máximos, que são obtidos nos últimos ciclos da análise para a intensidade sísmica mais elevada considerada nesta análise comparativa. Assim, pode considerar-se que, de um modo geral, o comportamento da estrutura encontra-se bem representado pelo modelo plano.

Analisando mais em pormenor os resultados, a ponte 4 apresenta variações que não seriam esperadas numa primeira abordagem, uma vez que apresenta uma geometria muito semelhante à da ponte 1, o que permite concluir que impor deslocamentos verticais iguais é importante em pontes com pilares de altura muito diferente. Relativamente à ponte 5, apenas observa-se uma variação na força máxima superior a 10% no pilar 3 e na intensidade mais elevada.

Destas três pontes, a ponte 3 é a que apresenta piores resultados que, como foi referido, continuam a ser aceitáveis. Assim, apresentam-se de seguida os gráficos de comparação do comportamento do pilar 3 dessa ponte e as variações mencionadas.

De forma a comprovar que as diferenças mencionadas até agora se devem, como foi referido no ponto 4.6.3., à imposição de deslocamentos iguais nos pilares e no tabuleiro segundo a direção y no modelo tridimensional, apresentam-se também os resultados para o pilar 3 da ponte 3 obtidos no caso de o modelo tridimensional não apresentar essa imposição.

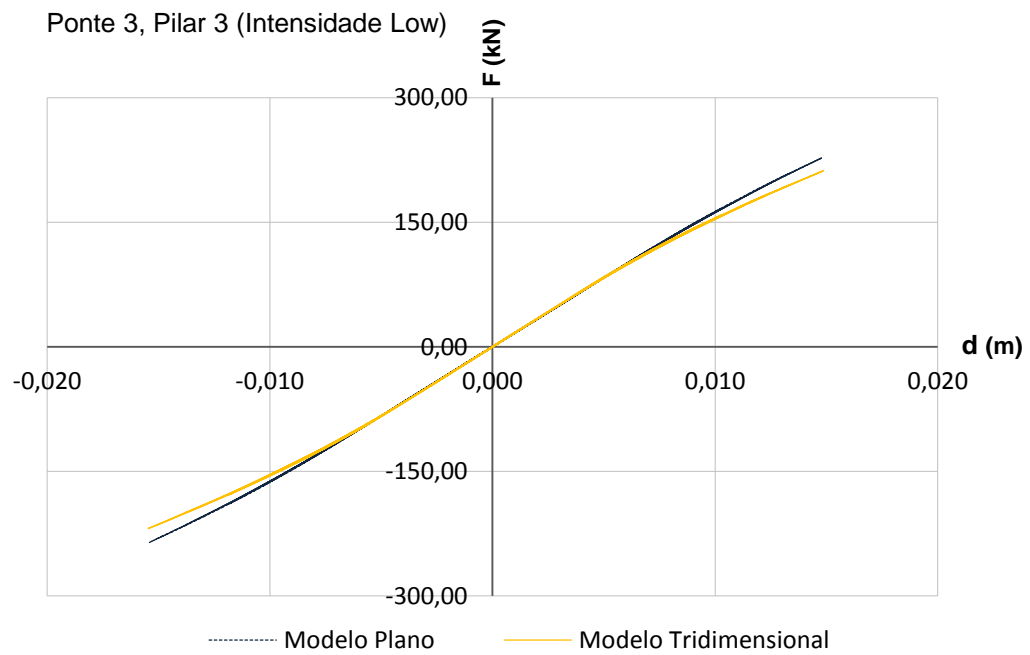


Fig. 4.6 - Resposta força-deslocamento do pilar 3 da ponte 3 para uma intensidade de 0,2g: comparação dos resultados dos modelos plano e tridimensional.

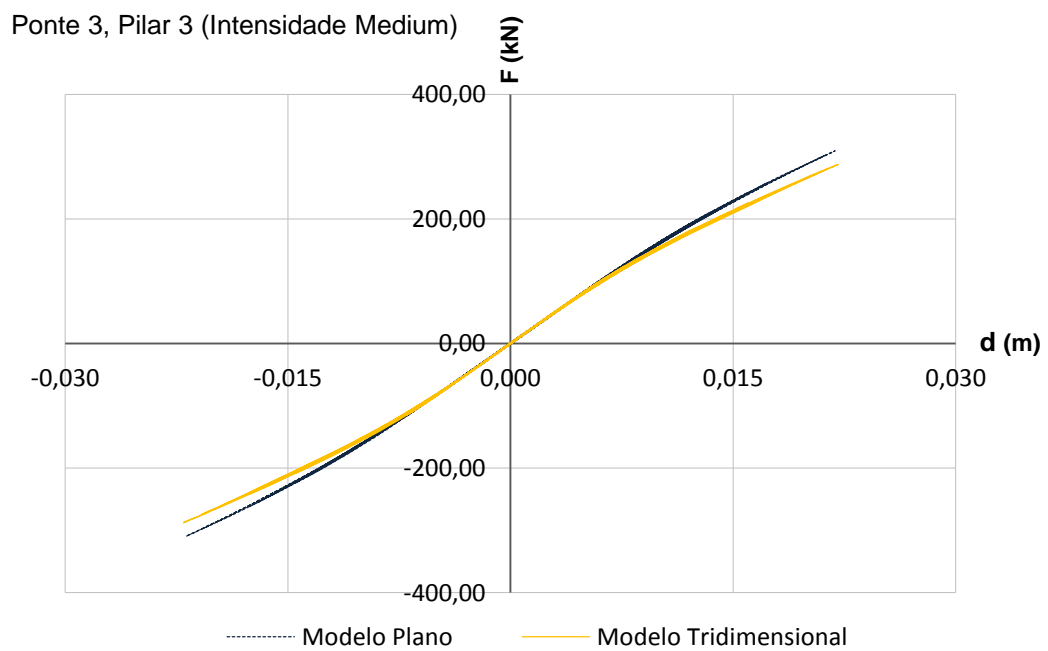


Fig. 4.7 - Resposta força-deslocamento do pilar 1 da ponte 3 para uma intensidade de 0,6g: comparação dos resultados dos modelos plano e tridimensional.

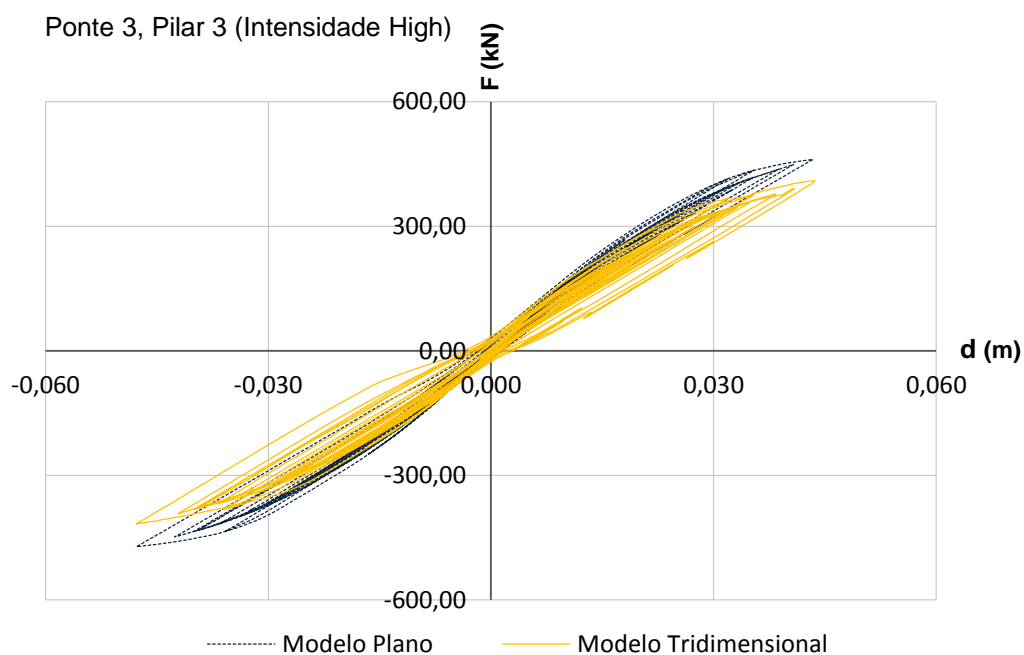


Fig. 4.8 - Resposta força-deslocamento do pilar 3 da ponte 3 para uma intensidade de 1,5g: comparação dos resultados dos modelos plano e tridimensional.

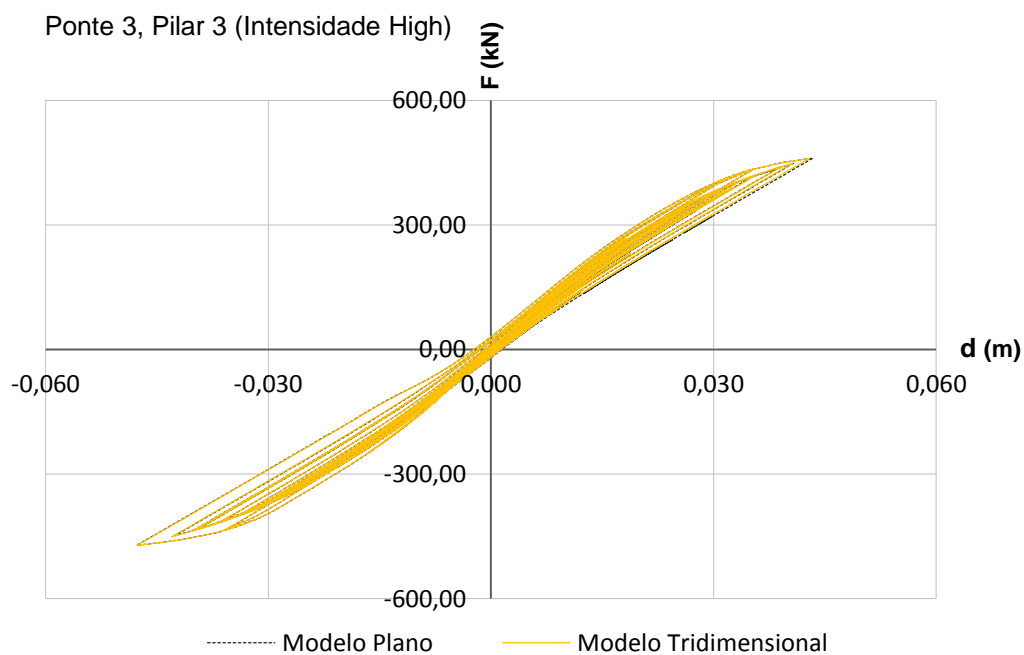


Fig. 4.9 - Resposta força-deslocamento do pilar 3 da ponte 3 para uma intensidade de 1,5g: comparação dos resultados dos modelos plano e tridimensional, sem imposição de deslocamentos verticais iguais no modelo tridimensional.

Quadro 4.10 - Comparação do deslocamento máximo e força máxima, do pilar 3 da ponte 3, para cada intensidade nos dois modelos, com e sem imposição de deslocamentos verticais iguais no modelo tridimensional para a intensidade mais elevada.

		Modelo Plano	Modelo Tridimensional	Δ
Pilar 3	Low	dmáx (m)	0.015	0.015
		Fmáx (kN)	235.4	219.1
	Medium	dmáx (m)	0.022	0.022
		Fmáx (kN)	309.4	287.7
	High	dmáx (m)	0.048	0.048
		Fmáx (kN)	471.3	416.2
Sem imposição	High	dmáx (m)	0.048	0.048
		Fmáx (kN)	471.3	471.4

4.6.3.3. Análise dos tempos de cálculo

Depois de verificar que o comportamento nos dois modelos é equivalente, o critério decisivo para a escolha do tipo de modelo a usar na análise da fragilidade que se pretende, recai no tempo de cálculo, como era esperado. Por essa razão, foram analisados os dez modelos (o modelo plano e o modelo tridimensional de cada uma das cinco pontes) para as três intensidades usadas na comparação de resultados, usando os mesmos sinais, tendo sido registados os tempos de cálculo que se encontram no Quadro 4.10.

Quadro 4.11 - Comparação do tempo de cálculo para o modelo plano e para o modelo tridimensional.

		Modelo Plano	Modelo Tridimensional	
		Tempos de cálculo (s)		Δ
Ponte 1	Low	13	30	56.7%
	Medium	28	35	20.0%
	High	22	40	45.0%
Ponte 2	Low	12	17	29.4%
	Medium	15	40	62.5%
	High	15	38	60.5%
Ponte 3	Low	21	59	64.4%
	Medium	27	65	58.5%
	High	28	75	62.7%
Ponte 4	Low	14	26	46.2%
	Medium	15	34	55.9%
	High	25	38	34.2%
Ponte 5	Low	27	58	53.4%
	Medium	26	66	60.6%
	High	26	73	64.4%

Como é possível observar, os tempos de cálculo com o modelo tridimensional são muito superiores, sendo aproximadamente o dobro dos tempos gastos nas análises com o modelo plano. Esta diferença aumenta ainda mais com a complexidade da estrutura (número de pilares) e com a intensidade do sinal. Embora, quando se comparam análises com apenas um sismo, diferenças nos tempos de cálculo da ordem dos segundos possam ser irrelevantes, o mesmo não acontece quando se pretende realizar um número elevado de análises da mesma estrutura.

Em conclusão, uma vez que se pretende uma análise da fragilidade de cada ponte, o que envolve um grande número de análises dinâmicas, e ambos os modelos apresentam uma adequada resposta, a escolha recai no modelo plano.

5

FUNÇÕES DE FRAGILIDADE ANALÍTICAS PARA PONTES SUJEITAS À ACÇÃO DE SISMOS PRINCIPAIS E RÉPLICAS

5.1. INTRODUÇÃO

A vulnerabilidade de uma estrutura pode ser descrita através de funções de perdas e/ou funções de fragilidade. Convencionalmente, as funções de perdas apresentam a probabilidade de perdas (como por exemplo perdas económicas) enquanto as funções de fragilidade descrevem a probabilidade de a estrutura exceder diferentes estados limites de dano, ambas para um dado nível de aceleração do solo. Funções de perdas podem ser estimadas a partir das funções de fragilidade usando funções de consequência que descrevem a probabilidade de perdas, condicionadas pelo estado limite de dano.

Na Fig. 5.1 apresentam-se alguns exemplos qualitativos de funções de fragilidade para diferentes estados limites. Estas curvas constituem um dos elementos chave na análise do risco sísmico pois relacionam o nível de intensidade com a probabilidade de exceder um dado estado limite. Assim, para obter um ponto da curva, é necessário determinar a distribuição probabilística da resposta da estrutura utilizando vários acelerogramas [1].

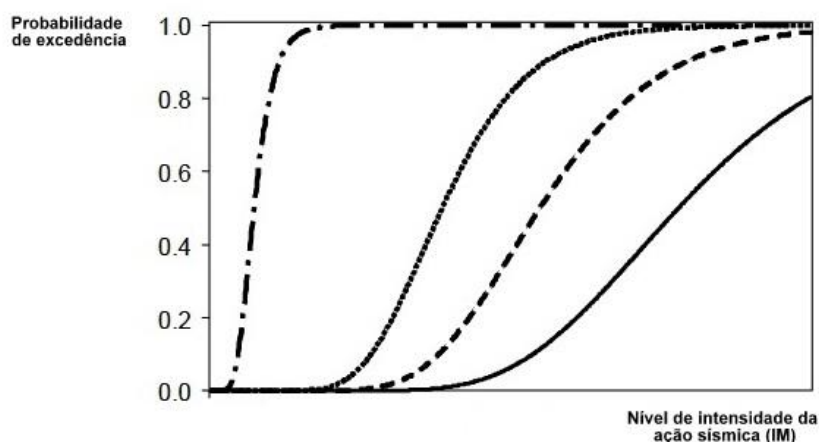


Fig. 5.1 - Exemplos de curvas de fragilidade (Adaptado de [1]).

As funções de fragilidade são frequentemente descritas por uma distribuição de probabilidade lognormal, como se apresenta na equação 5.1, embora nem sempre seja esta distribuição a mais adequada.

$$P_f(LS \geq LS_i | IM) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{tot}} \cdot \ln \left(\frac{IM}{IM_{mi}} \right) \right] \quad (5.1)$$

Onde, P_f é a probabilidade de ser excedido um determinado estado limite de dano, LS , para um dado nível de intensidade caracterizado por um parâmetro de medida de intensidade sísmica, IM (por exemplo, a aceleração de pico do solo, PGA), Φ é a função de probabilidade acumulada, β_{tot} é o desvio total e IM_{mi} é o valor médio da intensidade sísmica necessário para causar o estado limite de dano i .

Neste capítulo serão determinadas as curvas de fragilidade das cinco pontes em estudo por três abordagens de cálculo diferentes, que serão explicadas e comparadas. Para cada ponte e para cada abordagem será calculada uma curva de fragilidade para o sismo principal (*Mainshock*) e para sequência do sismo principal e réplicas (*Aftershocks*) sendo apresentados os resultados. Para melhor entender como se procedeu à análise, este capítulo inicia-se com uma breve explicação sobre a escolha dos registos sísmicos e do funcionamento do método de análise dinâmica incremental.

5.2. SELEÇÃO DOS REGISTOS SÍSMICOS REAIS

Para o cálculo das curvas de fragilidade, foram realizadas análises dinâmicas não lineares recorrendo aos modelos planos bidimensionais, discutidos anteriormente, das cinco pontes. As análises dinâmicas requerem acelerogramas e a sua seleção é um dos aspetos mais difíceis. Uma vez que existem algumas bases de dados internacionais, foram usados acelerogramas reais para esta análise.

A escolha entre acelerogramas reais ou artificiais é uma das questões que surgiram ao longo da análise sísmica de estruturas. Por um lado, procura-se realizar uma análise sistemática e prática, a qual pode ser associada a registos artificiais, por outro lado, é necessário que a ação sísmica seja capaz de representar o cenário de perigosidade do local onde se situa a estrutura, o que não é possível com sismos artificiais. A acrescer a este facto há ainda a necessidade de se utilizar réplicas que tenham alguma representatividade dos sismos reais, ao contrário do que é feito por outros autores [3] onde são usados *mainshocks* reais e são simulados *aftershocks*.

O uso de sismos reais é naturalmente vantajoso visto que a análise torna-se mais realista. No entanto, a variabilidade entre registos sísmicos e a resposta da estrutura aos mesmos, será superior. Estas diferenças devem-se às características dos sinais, como a duração, magnitude, distância epicentral e aceleração de pico do solo, e às subsequentes exigências estruturais. [7]

Assim, recorrendo a bases públicas de registos sísmicos, em particular a base do PEER (*Pacific Earthquake Engineering Research*) e *European Strong Motion Database*, escolheram-se trinta conjuntos de sismos principais e réplicas onde se procurou reunir o maior número de sequências *mainshock* e *aftershock* reais, de ambientes sismogénicos o mais semelhante possível do português. Os sinais usados podem ser consultados no Anexo B.

5.3. ANÁLISE DINÂMICA INCREMENTAL (IDA)

A análise dinâmica incremental é um método de análise que permite estimar, mais detalhadamente, o desempenho de uma estrutura perante ações sísmicas de intensidades crescentes. Esta análise envolve um modelo estrutural sujeito a um (ou mais) acelerogramas, escalados para diferentes níveis de intensidade, produzindo uma (ou mais) curvas de resposta.

O desenvolvimento computacional tornou possível um crescente nível de precisão mas ao mesmo tempo, métodos de análise mais complexos, como é o caso da análise dinâmica não linear. Neste tipo de análise, usam-se, convencionalmente, vários registos sísmicos diferentes para a análise dinâmica incremental [17]. Assim, para cada sismo, é possível produzir uma curva de desempenho sendo que, a cada ponto dessa curva, corresponde um parâmetro da resposta e uma intensidade sísmica.

Neste trabalho, de forma a calcular a curva de fragilidade de cada ponte, foram escalados os trinta sismos referidos anteriormente para trinta intensidades diferentes, com valores de aceleração espectral associada ao período fundamental da estrutura de 0,1g a 3g, espaçadas de 0,1g. Assim, para derivar as funções de fragilidade de cada ponte, para os sismos principais, foram realizadas 900 análises. No entanto, os resultados não foram usados para elaborar curvas de desempenho das estruturas, como foi descrito neste subcapítulo, mas para o cálculo da probabilidade de exceder um determinado estado limite, usando para isso as deformações registadas em cada nível de intensidade.

5.4. ESTADOS LIMITE

Um estado limite define o limite entre duas condições de dano diferentes. Diferentes estados limites têm sido propostos dependendo da tipologia do elemento em análise, que podem caracterizar de modo local ou global a condição de dano. O número de estados limites é variável e está relacionado com a funcionalidade do elemento ou estrutura, o tempo necessário para a sua reparação e o respectivo custo. Assim, com base no controlo de um estado limite, é possível estimar as perdas totais (económicas e funcionais) da estrutura [9]

No caso dos pilares de pontes os estados limites podem ser definidos através de diferentes parâmetros de resposta como, por exemplo, deslocamento, rotação, curvatura, *drift*, esforço de corte ou extensão nos materiais aço e betão existindo várias propostas de diferentes autores para os respectivos valores. No Quadro 5.1 encontram-se algumas dessas propostas.

Quadro 5.1 - Definição de estados limites para pilares de pontes (adaptado de [9]).

Parâmetro medido	Referência	Dano			
		Leve	Moderado	Extenso	Colapso
Drift, d/h	Banerjee and Shinozuka (2008)	1.00%	2.50%	5.00%	7.50%
	Kim and Shinozuka (2004)	0.70%	1.50%	2.50%	5.00%
	Li et al. (2012)	1.45%	2.60%	4.30%	6.95
	Yi et al. (2007)	0.70%	1.50%	2.50%	5.00%
Curvatura, φ	Avsar et al. (2011)	φ_y			φ_u
	Cardone et al. (2011)	φ_y	$0.5\varphi_u$		φ_u
	Choi et al. (2004)	φ_y	$2.0\varphi_y$	$4.0\varphi_y$	$7.0\varphi_y$
	Jeong and Elnashai (2007)	φ_y			φ_u
	Nielson and DesRoches (2007)	$1.3\varphi_y$	$2.1\varphi_y$	$3.5\varphi_y$	$5.2\varphi_y$
	Padgett and DesRoches (2009)	$9.4\varphi_y$	$17.7\varphi_y$	$26.1\varphi_y$	$30.2\varphi_y$
	Zhang et al. (2008)	φ_y	$2.0\varphi_y$	$4.0\varphi_y$	$7.0\varphi_y$
Rotação, θ	Qi'ang et al. (2012)	θ_y	$2.0\theta_y$	$6.0\theta_y$	$11.0\theta_y$
	Saxena et al. (2000)	θ_y	$2.0\theta_y$	$6.0\theta_y$	$11.0\theta_y$
	Shinozuka et al. (2000b)	θ_y		$2.0\theta_y$	
	Yi et al. (2007)	θ_y	$1.3\theta_y$	$2.6\theta_y$	
Deslocamento, d	Monti and Nisticò (2002)	$0.5d_u$		$0.7d_u$	d_u

Neste trabalho considerou-se quatro estados limites de dano, os mesmos propostos por Schotanus [14], usando como parâmetro a rotação última da secção (θ_u), e controlou-se também o esforço transversal segundo o Estado Limite Último definido no EC8-3 [16]. Apresentam-se de seguida os estados limites de dano considerados:

- 1º estado limite (LS1): $0,1 \theta_u$, correspondente a um nível de dano leve;
- 2º estado limite (LS2): $0,5 \theta_u$, correspondente a um nível de dano moderado;
- 3º estado limite (LS3): $0,7 \theta_u$, correspondente a um nível de dano severo;
- 4º estado limite (LS4): θ_u , correspondente ao colapso da estrutura.

Sendo θ_u determinado, segundo o EC8-3 [16], por:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{cl}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; w_l)}{\max(0,01w)} \cdot f_c \right]^{0,225} \cdot \left[\min \left(9; \frac{L_v}{h} \right) \right]^{0,35} 25^{\left(\alpha_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100\rho_d}) \quad (5.1)$$

onde:

γ_{cl}	é igual a 1,5 ou 1 para elementos sísmicos primários ou secundários, respectivamente;
h	é a altura da secção transversal;
$L_v = M/V$	é a razão entre o momento e o esforço transversal na secção final do elemento;
$v = N / (b \cdot h \cdot f_c)$	sendo b a altura da zona de compressão e N o esforço axial que se considera positivo quando está a comprimir,
w, w'	é a razão do reforço mecânico de zonas traccionadas e comprimidas respectivamente;
f_c, f_{yw}	valor médio da força de compressão do betão (MPa) e da força de plastificação dos estribos (MPa), respectivamente;
$\rho_{sx} = A_{sx} / (b_w s_h)$	sendo A_{sx} a área de armadura transversal paralela à direção x e s_h o espaçamento entre estribos;
ρ_d	rácio de armadura diagonal, caso exista;
α	fator de confinamento efetivo que pode ser calculado por:

$$\alpha = \left(1 - \frac{S_h}{2 b_o}\right) \left(1 - \frac{S_h}{2 h_o}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 h_o b_o}\right)$$

onde:

b_o, h_o	são as distâncias entre o núcleo confinado e o eixo dos estribos;
b_i	é o espaçamento entre varões longitudinais, restringidos lateralmente, ao longo do perímetro da secção.

5.5. METODOLOGIAS PARA A DEFINIÇÃO DE CURVAS FRAGILIDADE

Podem ser usadas várias metodologias para a derivação de funções de fragilidade podendo ser agrupadas em quatro grupos: curvas empíricas, curvas baseadas em opinião de especialistas, curvas analíticas e curvas híbridas.

As curvas empíricas são baseadas nas observações dos danos ocorridos nas estruturas pós sismo. As curvas de fragilidade obtidas por estes métodos são específicas do local onde se verificaram os danos, do tipo de construção e materiais e, conseqüentemente, o uso destas funções em diferentes regiões é questionável. Curvas baseadas na opinião de especialistas são estimadas por especialistas na área e como tal dependem da experiência das pessoas que as desenvolvem. As curvas analíticas adoptam distribuições do dano simuladas a partir de análises numéricas de modelos representativos das estruturas sujeitas a ações sísmicas de intensidades crescentes. É dentro deste segundo grupo que se insere a utilização do método da análise dinâmica incremental, referido anteriormente. Por fim, podem ser usados métodos híbridos onde são combinados diferentes métodos para a obtenção das curvas de fragilidade usando, por exemplo, dados analíticos e dados obtidos por observação e completando com julgamento de especialistas. [10]

Para o cálculo das curvas de fragilidade, e após obter os resultados da análise dinâmica incremental, foram usadas três abordagens diferentes para avaliar a probabilidade do estado limite ser excedido dada uma intensidade sísmica, que serão expostas nos pontos seguintes. Aos pontos da resposta é ajustada uma função contínua, usualmente definida como uma função lognormal uma vez que, segundo diversos autores, é a distribuição que melhor caracteriza a resposta estrutural para intensidades crescentes. No entanto, é importante primeiro referir algumas notações que serão usadas no seguimento deste capítulo:

- LS (Limit State) - Estado limite de dano;
- EDP (Engineering Demand Parameter) - parâmetro usado na definição dos estados limites de dano que, neste trabalho, é a rotação última;
- IM (Intensity Measure) – parâmetro de medida da intensidade, neste trabalho usou-se a aceleração espectral no período fundamental da estrutura.

5.5.1. ABORDAGEM DE CÁLCULO 1 (FF1)

Após as análises, é feito o pós-processamento dos resultados e registado, para cada IM, o número de sismos que levou a que cada pilar da ponte ultrapassasse o LS. A razão entre esse valor e o número total de sismos constitui a probabilidade da ponte exceder esse mesmo estado limite. Repete-se esta contagem para os restantes estados limites

Seguindo esta metodologia é possível, para cada LS, definir trinta pontos que têm como abcissa o IM e como ordenada a probabilidade de ultrapassar a deformação atribuída a esse mesmo estado limite.

Após representar graficamente os pontos ajusta-se uma distribuição lognormal acumulada, definindo assim as funções de fragilidade. Na Fig. 5.2 apresenta-se um exemplo da aproximação dessa distribuição a uma amostra de resultados.

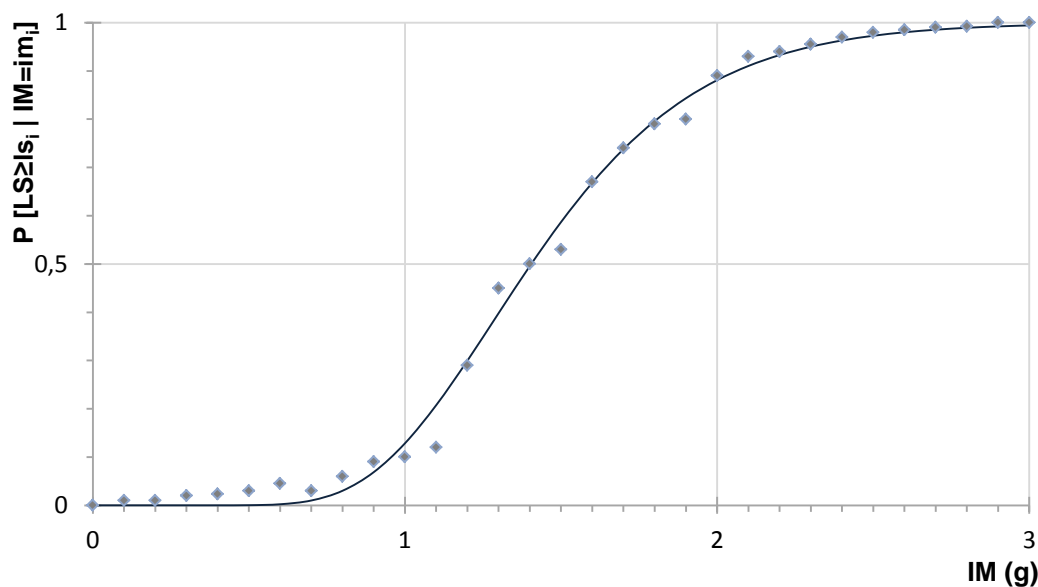


Fig. 5.2 - Abordagem 1: Exemplo da aproximação de uma distribuição lognormal a uma amostra.

5.5.2. ABORDAGEM DE CÁLCULO 2 (FF2)

Ao contrário da abordagem anterior, onde o objectivo era determinar a probabilidade de um determinado estado limite ocorrer para cada IM, nesta metodologia pretende-se calcular a probabilidade de cada intensidade conduzir a um determinado estado limite.

Nesta abordagem começa-se por registar o EDP provocado por cada sismo em cada IM e, deste modo, determinar qual a primeira intensidade a conduzir a um determinado LS. Para ilustrar esta primeira fase desta abordagem apresenta-se um exemplo na Fig. 5.3.

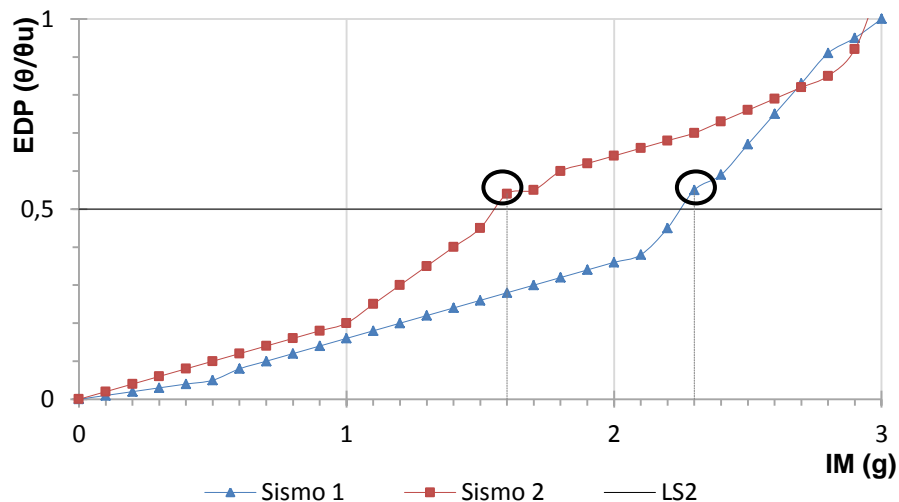


Fig. 5.3 - Abordagem 2

Como uma determinada intensidade pode ser responsável pela ocorrência, em sismos diferentes, do mesmo estado limite, então, o número de pontos obtidos será menor ou igual (no limite) ao número de sismos em análise.

Por fim, usando uma distribuição lognormal acumulada para aproximar os pontos, obtêm-se as funções de fragilidade para cada pilar e para cada LS.

5.5.3. ABORDAGEM DE CÁLCULO 3 (FF3)

Nesta abordagem é registado, num gráfico de EDP versus IM, a deformação provocada por cada sismo para cada nível de intensidade, resultando vários pontos segundo retas verticais. Como exemplo, segue na Fig. 5.4 um registo para quatro níveis de intensidade.

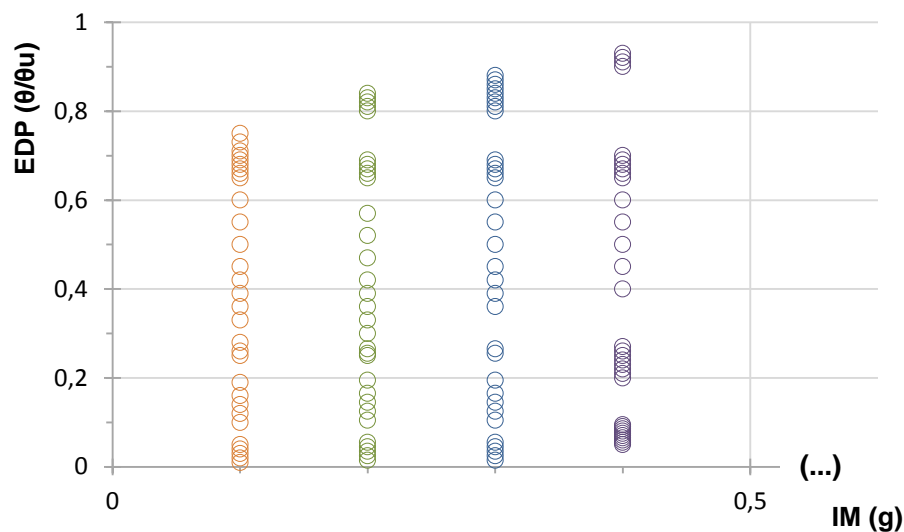


Fig. 5.4 - Abordagem 3: Gráfico EDP vs IM.

Para estimar a distribuição desses dados é estimada a média e o desvio padrão das respostas e, usando esses valores, é aproximada uma lei lognormal e a sua acumulada. Assim, e tendo em conta a deformação limite de cada LS, é possível determinar a probabilidade do mesmo ser excedido para cada intensidade (ver Fig. 5.5). São assim constituídos os pontos que serão novamente aproximados por uma distribuição lognormal acumulada de forma a obter a curva de fragilidade.

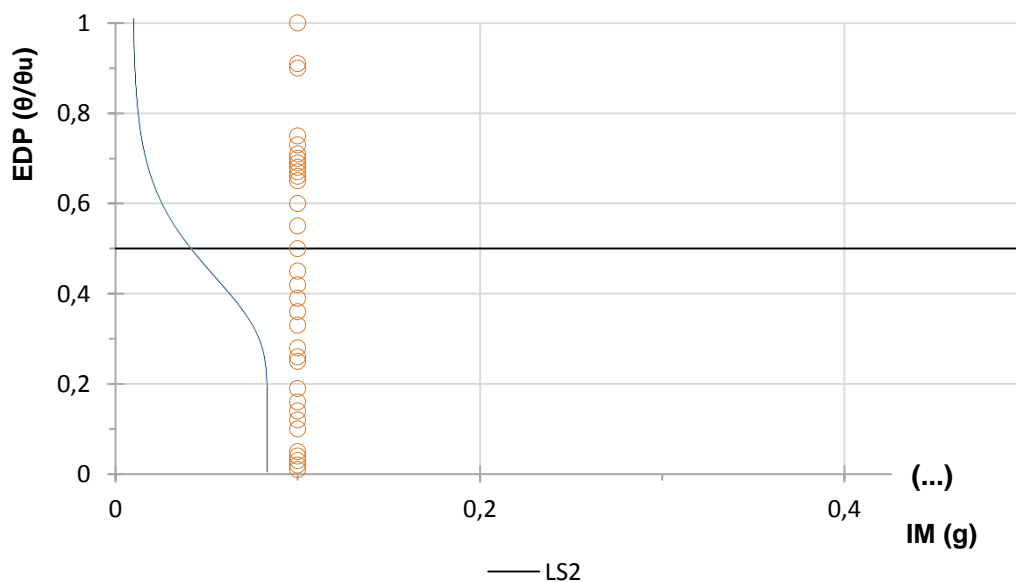


Fig. 5.5 - Abordagem 3: Aproximação de lei lognormal e determinação da probabilidade de excedência do LS2 para a intensidade representada.

5.6. RESULTADOS

Para cada pilar, de cada uma das cinco pontes em análise, foram calculadas as curvas de fragilidade de acordo com as três abordagens caracterizadas anteriormente. Primeiramente, considerou-se apenas o sismo principal e só depois a sequência do sismo principal e réplicas e, por isso, os resultados que se apresentam de seguida encontram-se também divididos em duas partes.

Em cada gráfico apresentam-se os resultados de um determinado pilar e da envolvente de resultados da ponte em análise. Assim, no gráfico do pilar condicionante apenas serão apresentadas quatro curvas pois a envolvente será coincidente com as curvas de fragilidade do pilar e nos restantes serão apresentadas oito curvas. Para cada ponte será ainda apresentado o gráfico com a envolvente das três abordagens de forma a comparar os resultados obtidos por cada uma delas.

Para o cálculo das curvas de fragilidade devido à ação das réplicas apenas se considerou o pilar mais condicionante de cada ponte. Nesta análise, escalou-se os *aftershocks* partindo de um determinado nível de dano provocado pelo *mainshock* (LS1, LS2 ou LS3). De forma a garantir pontos suficientes para uma correta aproximação da distribuição lognormal obrigou-se a que pelo menos 20 sismos conduzissem ao LS4 no nível de intensidade superior, em todas as pontes, o que levou à necessidade de escalar os *aftershocks* até 5g e 6g em duas das pontes enquanto nas restantes pontes foi suficiente escalar até 3g. Embora só se apresentem os resultados até 3g, as curvas de fragilidade dos *aftershocks* consideram os dados obtidos até ao nível superior de intensidade utilizado. Para melhor perceber as diferenças, ao nível da fragilidade, introduzidas pelos *aftershocks*, apresenta-se em cada gráfico as curvas obtidas para o *mainshock* (a traço interrompido) e para os *aftershocks* (a traço contínuo) para cada LS.

Nos pontos seguintes, tanto para os sismos principais como para as réplicas, apenas serão apresentados todos os resultados para a ponte 1, ou seja, os resultados obtidos por cada abordagem e a envolvente dos mesmos, de forma a comparar as três funções obtidas. Para as restantes pontes apenas será apresentada a envolvente dos resultados podendo os restantes gráficos ser consultados no Anexo C.

5.6.1. SISMO PRINCIPAL (*MAINSHOCK*)

5.6.1.1. Ponte 1

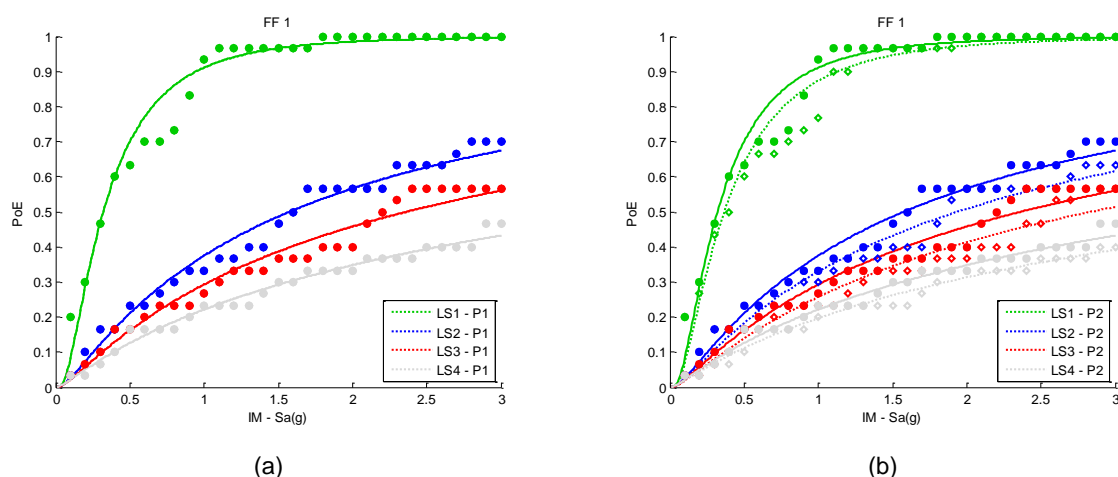


Fig. 5.6 - Resultados obtidos segundo a abordagem 1 para a ponte 1; (a) Resultados para o pilar 1; (b) Resultados para o pilar 2.

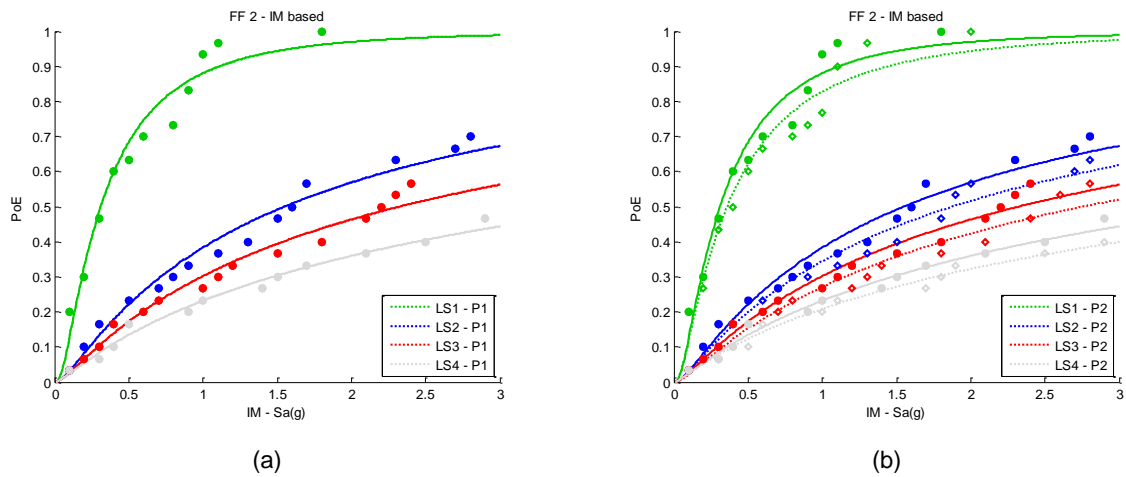


Fig. 5.7 – Resultados obtidos segundo a abordagem 2 para a ponte 1; (a) Resultados para o pilar 1; (b) Resultados para o pilar 2.

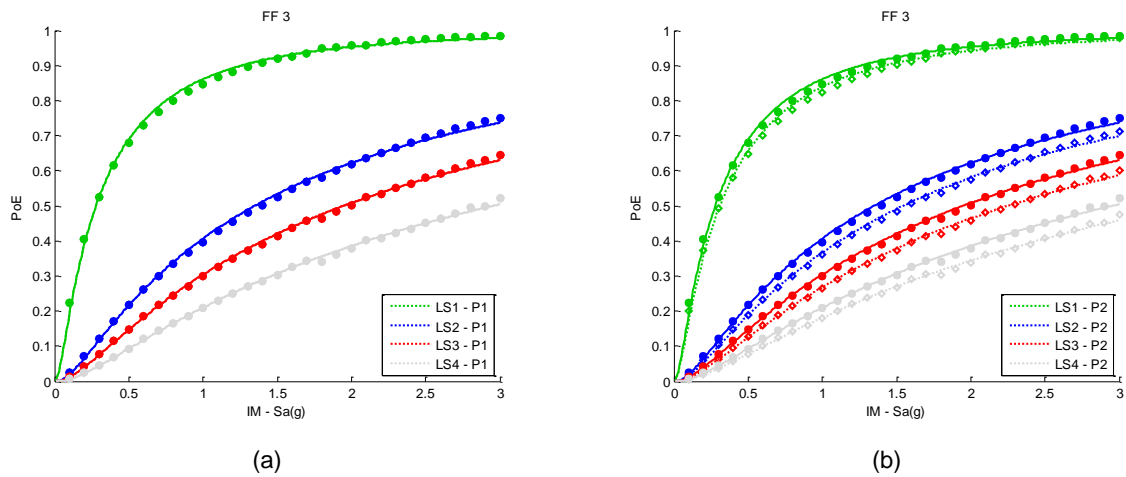


Fig. 5.8 – Resultados obtidos segundo a abordagem 3 para a ponte 1; (a) Resultados para o pilar 1; (b) Resultados para o pilar 2.

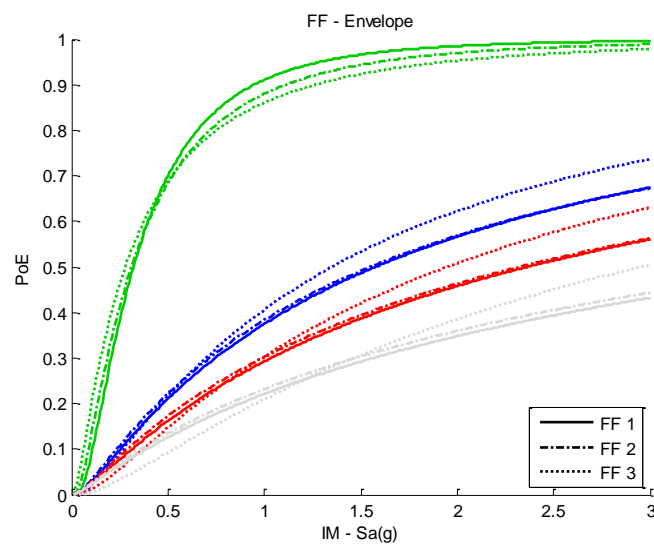


Fig. 5.9 - Envelope dos resultados obtidos, para a ponte 1, pelas três abordagens.

Como observado pelos resultados anteriores é o primeiro pilar o condicionante, em todas as abordagens, tal como era esperado ($h_{p1}=8,7\text{m}$, $h_{p2}=9,9\text{m}$). No entanto, as diferenças nos resultados dos dois pilares não são elevadas devido à proximidade entre alturas dos mesmos (uma vez que estando dispostos simetricamente estão sujeitos à mesma carga).

De acordo com a Fig. 5.9, apenas é possível captar todo o desenvolvimento da curva de fragilidade para o primeiro estado limite. Para os restantes estados limites, a probabilidade de excedência é reduzida. Relativamente à diferença de resultados entre abordagens, esta é maior para os estados limites superiores, ou seja, ao entrar no regime não linear.

5.6.1.2. Ponte 2

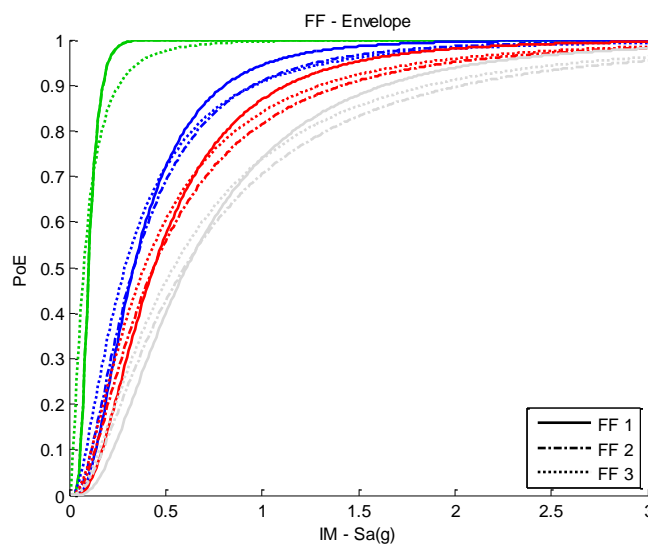


Fig. 5.10 - Envelope dos resultados obtidos, para a ponte 2, pelas três abordagens.

Como se pode observar na Fig. 5.10, para a ponte 2 é possível captar todo o desenvolvimento das curvas de fragilidade, ou seja, é atingido o estado limite de colapso para todos os sismos, ao contrário do observado para a ponte 1.

Para esta ponte, as diferenças entre as funções de fragilidade obtidas pelas três abordagens é reduzida e, mais uma vez, menor do que se obteve para a ponte 1.

5.6.1.3. Ponte 3

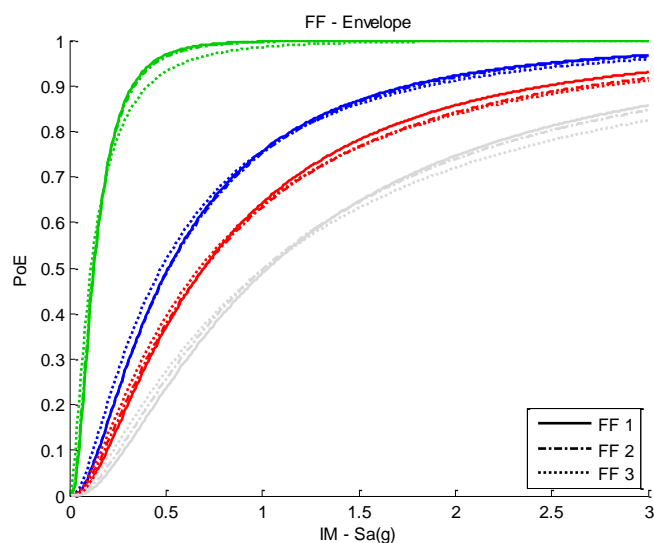


Fig. 5.11 - Envelope dos resultados obtidos, para a ponte 3, pelas três abordagens.

A ponte 3 tem três pilares com alturas muito semelhantes ($h_{P1}=10,5\text{m}$, $h_{P2}=10,75\text{m}$ e $h_{P3}=11\text{m}$) sendo o pilar condicionante o pilar 2 (pilar central), embora não seja o pilar de menor altura está sujeito a uma carga superior.

As diferenças de resultados entre as três abordagens são muito reduzidas embora apenas se consiga captar todo o desenvolvimento da função de fragilidade para o LS1. É também possível observar que esta ponte tem probabilidades de excedência do último estado limite relativamente elevadas quando comparada com a ponte 1.

5.6.1.4. Ponte 4

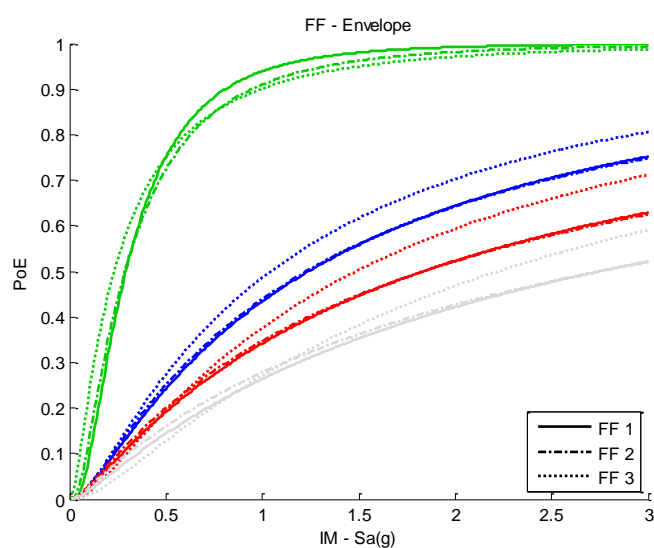


Fig. 5.12 - Envelope dos resultados obtidos, para a ponte 4, pelas três abordagens.

As funções de fragilidade obtidas para esta ponte são praticamente iguais às funções obtidas para a ponte 1, o que era expectável uma vez que ambas as pontes têm dois pilares, os mesmos materiais e os mesmos vãos.

A única diferença entre a ponte 1 e a ponte 4 está na altura dos pilares, sendo esta última aquela com maior discrepância de alturas, o que justifica a maior probabilidade de excedência verificada para os estados limites superiores.

Tal como na ponte 1, a diferença de resultados entre as abordagens é superior para o LS2, LS3 e LS4.

5.6.1.5. Ponte 5

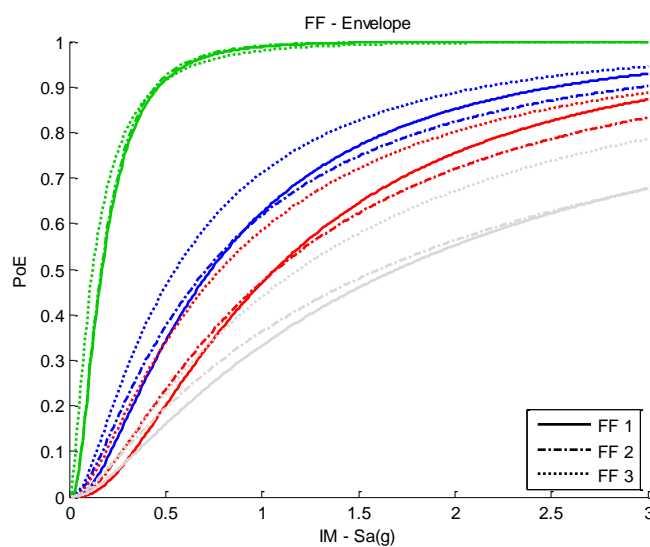


Fig. 5.13 - Envelope dos resultados obtidos, para a ponte 5, pelas três abordagens.

A ponte 5 e a ponte 3 têm 3 pilares, vãos iguais e os mesmos materiais e, por isso mesmo, têm resultados semelhantes. Comparando as funções de fragilidade das duas pontes é possível verificar que é a ponte 3 que apresenta probabilidades superiores de excedência dos estados limites. No entanto, nesta ponte nem sempre é o pilar central o condicionante para todos os estados limites.

Para além dos resultados para o LS1, em todos os outros estados limites, as diferenças entre abordagens são relativamente elevadas.

5.6.1.6. Discussão de resultados

De todas as pontes analisadas, é a ponte 2 a única que atinge o estado limite de colapso para todos os sismos, sendo possível captar todo o desenvolvimento de todas as curvas de fragilidade, nas restantes pontes isso só se observa para o primeiro estado limite de dano. O facto de a ponte 2 ser aquela que apresenta maiores probabilidades de excedência é compreensível uma vez que é a única com apenas um pilar e, visto que os pilares são os únicos elementos resistentes considerados, um maior número de pilares conduz a uma maior rigidez na direção da ação sísmica e consequentemente menores probabilidades de ser excedidos os estados limites de dano.

Nas pontes com dois pilares, ponte 1 e ponte 4, para os níveis de dano superiores, a probabilidade obtida foi menor do que se esperava. Uma vez que estas duas pontes têm as mesmas características, é possível comparar os resultados obtidos e retirar conclusões sobre os mesmos. Neste caso particular, é possível observar que a probabilidade de excedência dos estados limites de dano considerados é superior na ponte 4, ou seja, é esta a ponte mais vulnerável à ação sísmica. A conclusão que se retira destes dados é a mesma que na análise do comportamento pelos dois modelos: a irregularidade na altura dos pilares condiciona o comportamento da estrutura (Ponte 1: $h_{P1}=8,7\text{m}$, $h_{P2}=9,9\text{m}$; Ponte 4: $h_{P1}=15\text{m}$, $h_{P2}=7,5\text{m}$).

Em relação às pontes com três pilares, nem sempre é o pilar de menor altura o condicionante. Comparando as curvas de fragilidade das duas pontes, é possível observar que a ponte 3 apresenta probabilidades de excedência superiores. Tendo em conta os resultados obtidos para as pontes de dois pilares, onde a irregularidade na altura dos pilares era o fator condicionante, seria de esperar que neste caso fosse a ponte 5 a mais vulnerável, o que não acontece. Estes dados permitem concluir que, para além da altura dos pilares, é também importante o esforço dos mesmos, sendo mais frágil as pontes onde existe uma maior razão entre força e altura no pilar mais solicitado.

Quadro 5.2 - Pilar condicionante, para cada ponte, de acordo com o rácio do esforço axial pela altura do pilar.

	Ponte 1		Ponte 2		Ponte 3		Ponte 4		Ponte 5		
	P1	P2	P1	P1	P2	P3	P1	P2	P1	P2	P3
N	5999	6014	10016	6306	7468	6315	6116	5986	6295	7558	6256
h	8.70	9.90	8.90	10.50	10.75	11.00	15.00	7.50	10.00	15.00	7.50
N/h	690	608	1125	601	695	574	408	798	630	504	834
Pilar Cond.	•		•		•			•			•

Nota: Valores obtidos pelos modelos planos para sismos escalados para uma intensidade de 1,5g (os mesmos sismos usados na análise comparativa dos modelos, ver ponto 4.6)

Relativamente às diferenças entre abordagens, é justificada pela qualidade do ajuste, que para alguns métodos é mais importante. No caso da abordagem 3 este facto é repetido por um lado no ajuste às respostas estruturais e depois na função de fragilidade. Para a abordagem 1 são obtidos 30 pontos, tal como já foi explicado, a que corresponde uma determinada função de fragilidade mas, para a abordagem 2, podem ser obtidos menos pontos (quando é a mesma intensidade a conduzir à excedência de um estado limite para diferentes sismos) e até existir uma gama de intensidades sísmicas que não conduzem à excedência de um LS em nenhum dos sismos (não existindo pontos nessa gama) e assim obter-se um ajuste diferente.

5.6.2. RÉPLICAS (AFTERSHOCKS)

5.6.2.1. Ponte 1

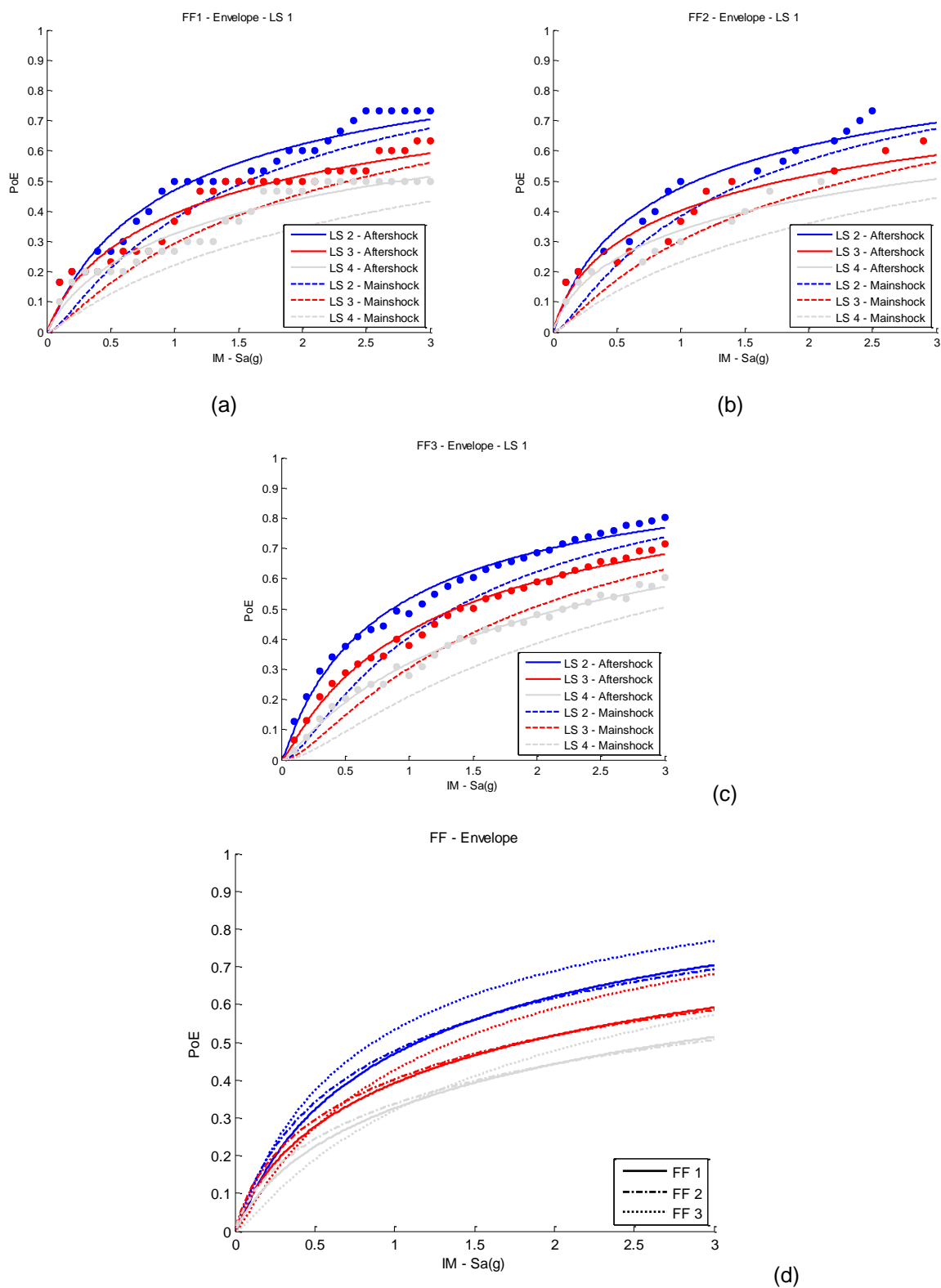


Fig. 5.14 - Curvas de fragilidade da ponte 1 quando sujeita à ação de réplicas após um mainshock que conduziu ao LS1; (a) Pela abordagem 1; (b) Pela abordagem 2; (c) Pela abordagem 3; (d) Envelope de resultados.

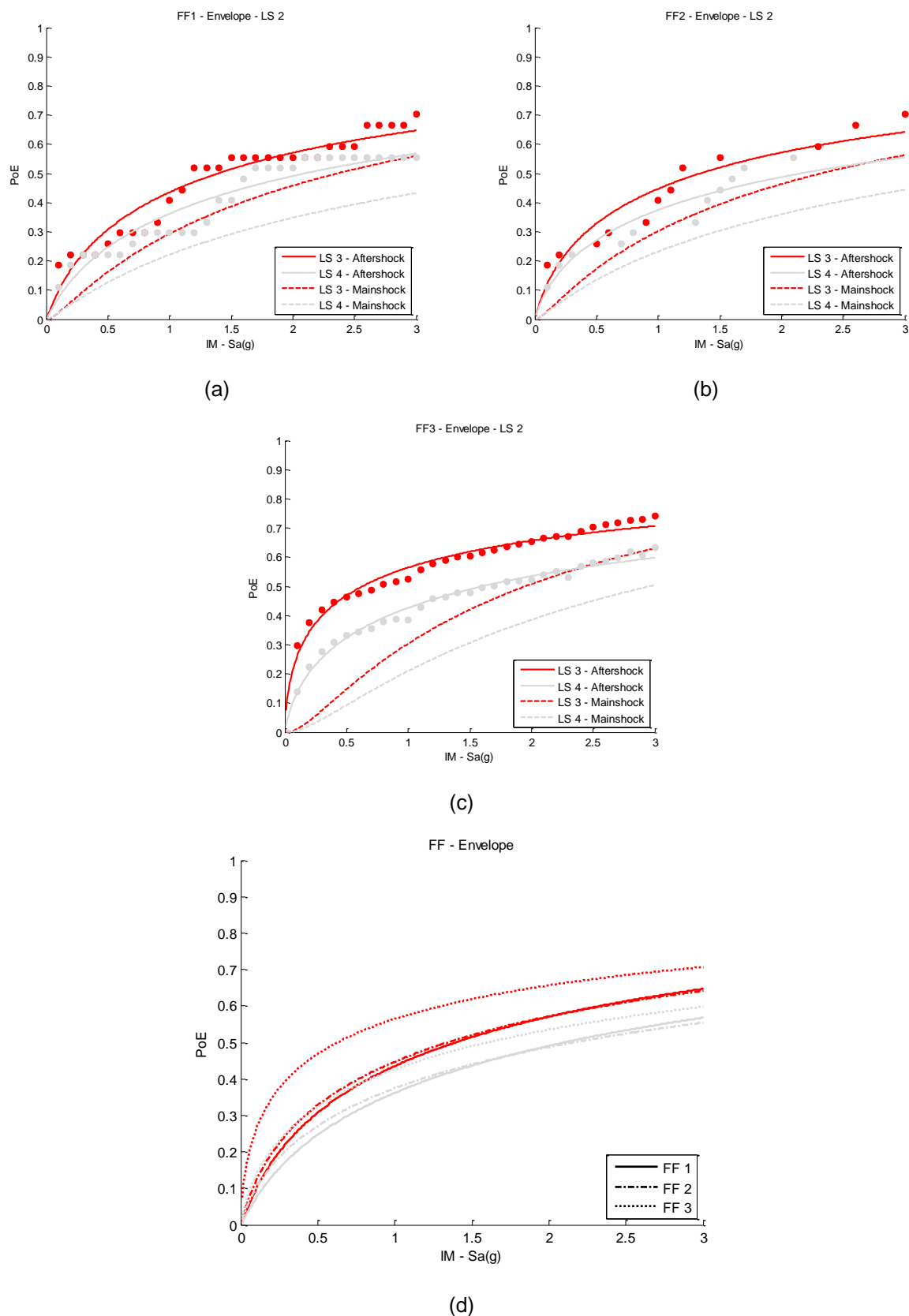


Fig. 5.15 - Curvas de fragilidade da ponte 1 quando sujeita à ação de réplicas após um mainshock que conduziu ao LS2; (a) Pela abordagem 1; (b) Pela abordagem 2; (c) Pela abordagem 3; (d) Envelope de resultados.

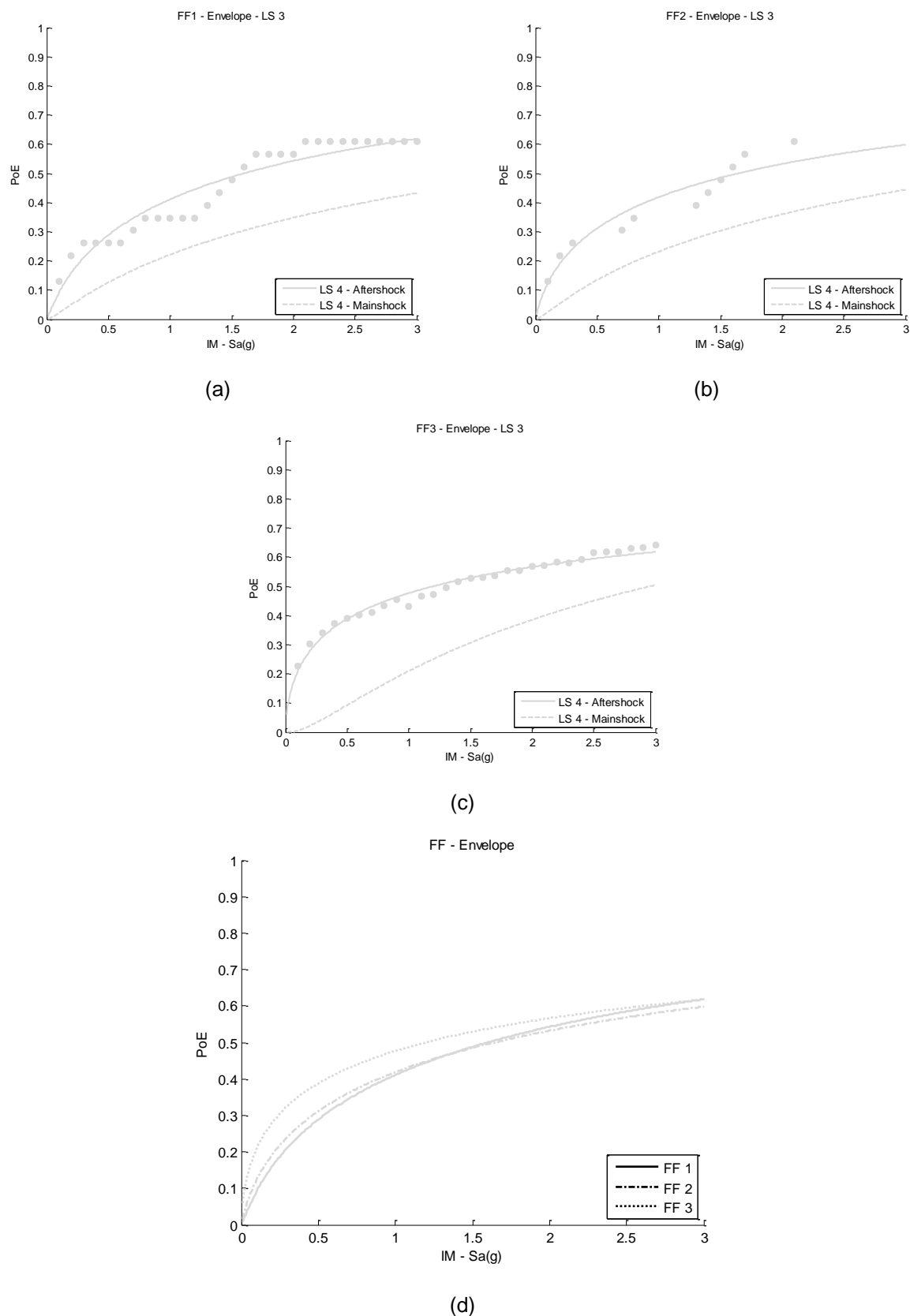
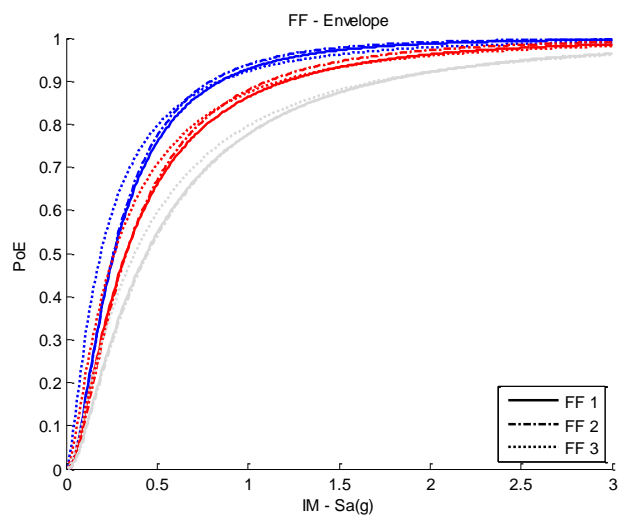
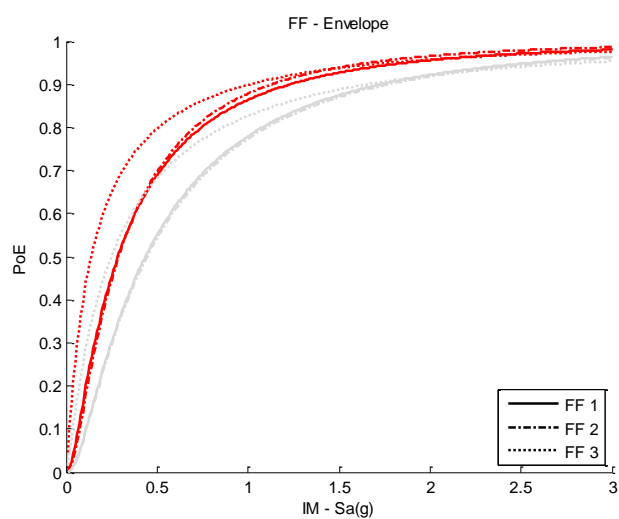


Fig. 5.16 - Curvas de fragilidade da ponte 1 quando sujeita à ação de réplicas após um mainshock que conduziu ao LS3; (a) Pela abordagem 1; (b) Pela abordagem 2; (c) Pela abordagem 3; (d) Envelope de resultados.

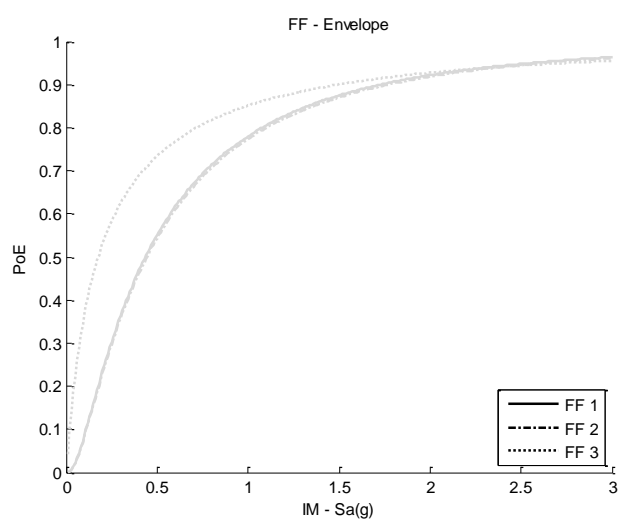
5.6.2.2. Ponte 2



(a)



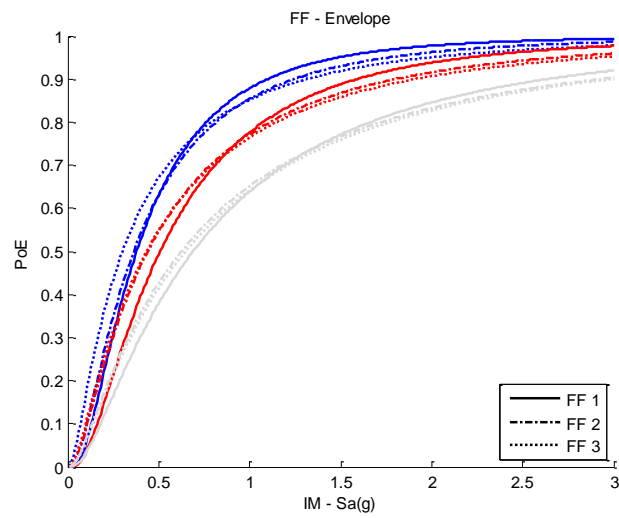
(b)



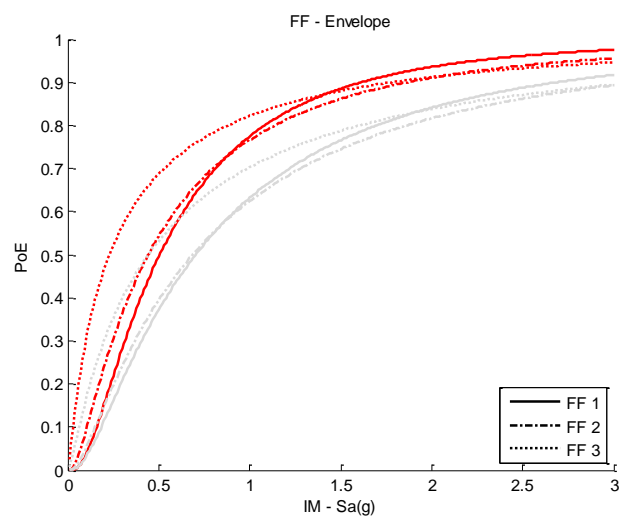
(c)

Fig. 5.17 - Curvas de fragilidade da ponte 2 quando sujeita à ação de réplicas; (a) após um mainshock que conduziu ao LS1; (b) após um mainshock que conduziu ao LS2; (c) após um mainshock que conduziu ao LS3.

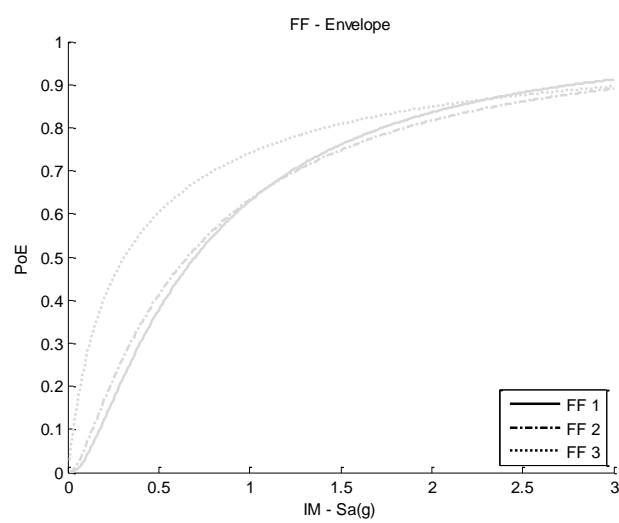
5.6.2.3. Ponte 3



(a)



(b)



(c)

Fig. 5.18 - Curvas de fragilidade da ponte 3 quando sujeita à ação de réplicas; (a) após um mainshock que conduziu ao LS1; (b) após um mainshock que conduziu ao LS2; (c) após um mainshock que conduziu ao LS3.

5.6.2.4. Ponte 4

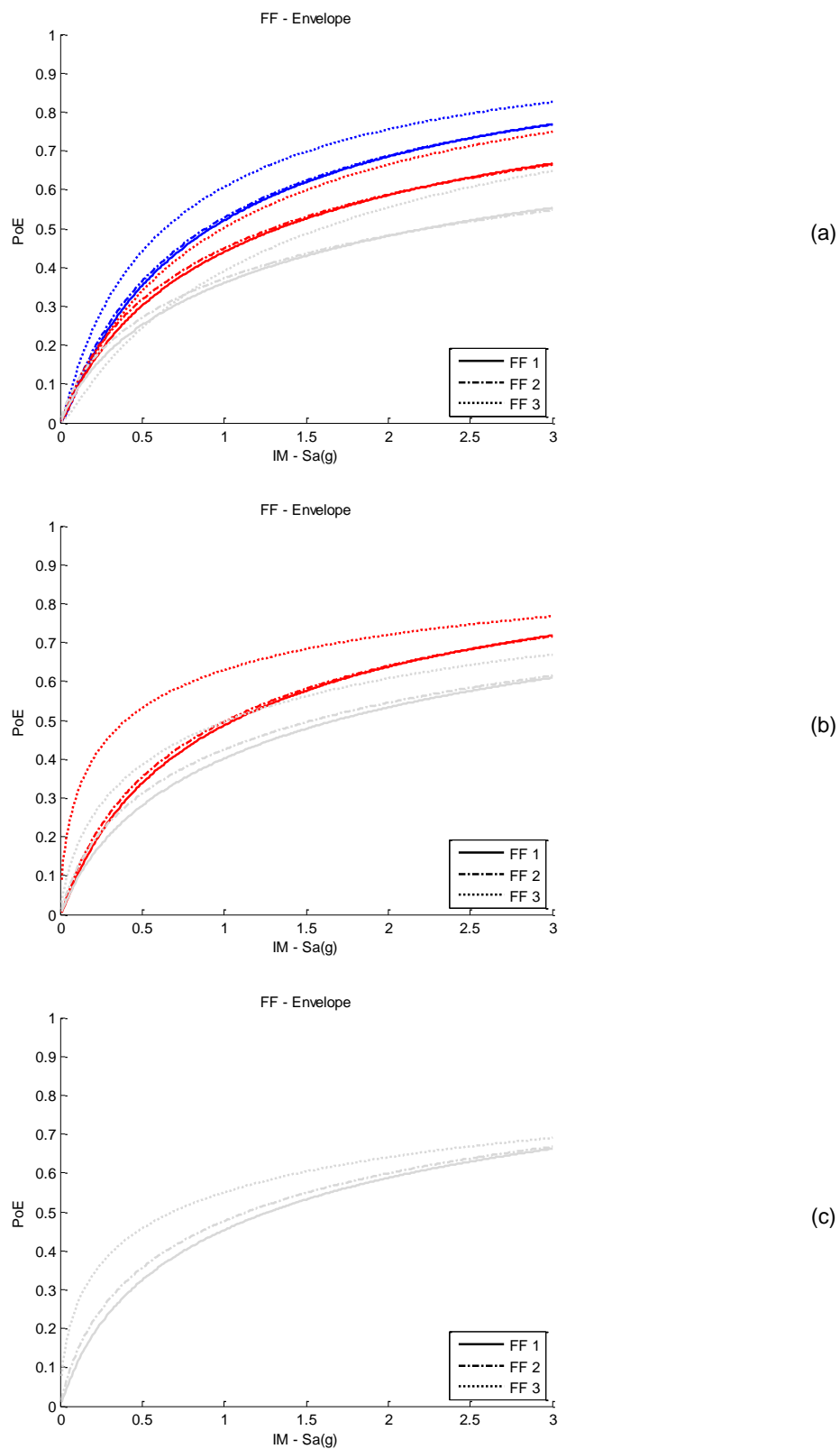
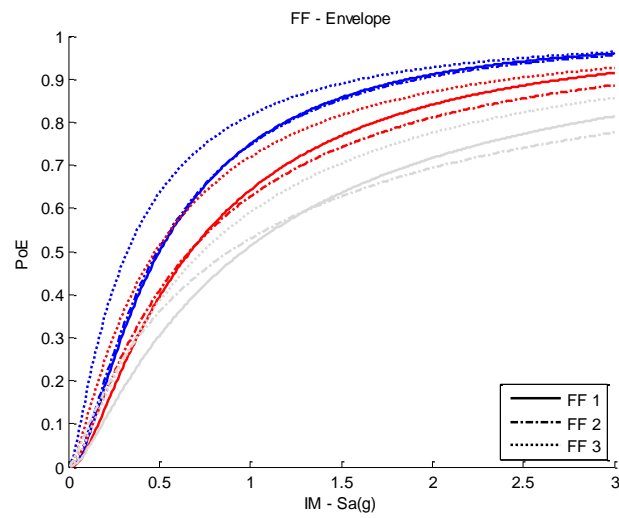
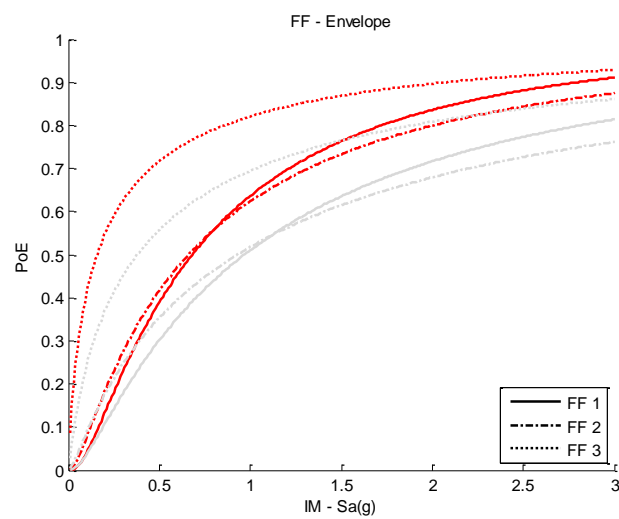


Fig. 5.19 - Curvas de fragilidade da ponte 4 quando sujeita à ação de réplicas; (a) após um mainshock que conduziu ao LS1; (b) após um mainshock que conduziu ao LS2; (c) após um mainshock que conduziu ao LS3.

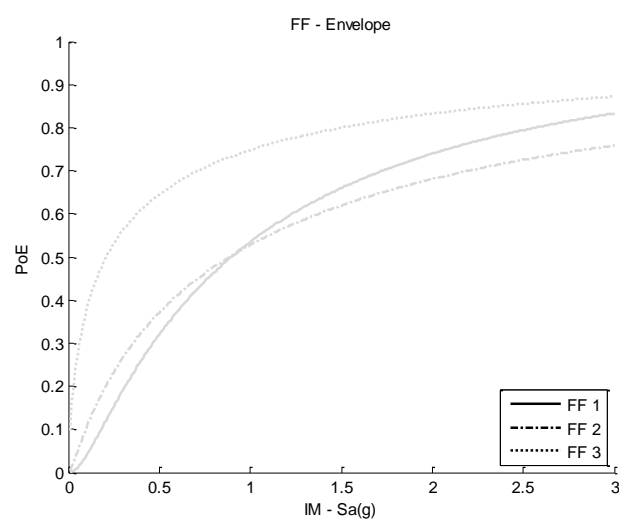
5.6.2.5. Ponte 5



(a)



(b)



(c)

Fig. 5.20 - Curvas de fragilidade da ponte 5 quando sujeita à ação de réplicas; (a) após um mainshock que conduziu ao LS1; (b) após um mainshock que conduziu ao LS2; (c) após um mainshock que conduziu ao LS3.

5.6.2.6. Discussão de resultados

Imediatamente após atingir um determinado estado limite de dano, ao aplicar à estrutura um *aftershock* escalado para intensidades crescentes (tal como se fez inicialmente para o sismo principal), a deformação será superior uma vez que tem a contribuição do *mainshock* (deformação correspondente ao LS de partida) e do *aftershock*. Assim, a probabilidade de exceder o estado limite de dano seguinte, para um determinado nível de intensidade, será superior à que se obteria para a estrutura apenas sujeita ao sismo principal nessa mesma intensidade, como foi possível observar nos resultados de todas as pontes em estudo.

Observa-se também que a probabilidade de excedência de um estado limite aumenta quando se inicia a análise num nível de deformação superior, como seria de esperar. Por exemplo, na ponte 1, na análise com réplicas, para uma intensidade de 0,1g do *aftershock*, a probabilidade de exceder o LS4 partindo do LS1 é de 20%, partindo do LS2 é 25% e partindo do LS3 é 30% (valores aproximados).

Após analisar o gráfico com a envolvente dos resultados obtidos por cada abordagem repara-se que a abordagem 3, para os níveis mais baixos da intensidade sísmica, apresenta maiores diferenças em comparação com as outras abordagens colocando-se em causa a validade desses resultados. Nesta abordagem é aproximada uma lei lognormal à distribuição das deformações para cada intensidade e é através dessa lei que são determinados os pontos da função de fragilidade. No entanto, como na análise com réplicas a deformação medida é elevada, para intensidades baixas do *aftershock* um dos possíveis erros poderá estar associado à qualidade do ajuste de uma lei lognormal às respostas em rotações.

6

CONCLUSÕES

6.1. CONCLUSÕES FINAIS

Com o objectivo de avaliar a aplicabilidade de modelos planos para a análise sísmica de pontes segundo a direção transversal ao tabuleiro e considerando o comportamento não linear dos materiais, comparou-se cinco pontes usando modelos planos e tridimensionais.

Neste estudo mostrou-se que, como era esperado, os modelos tridimensionais possibilitam uma modelação mais realista da resposta da estrutura. No entanto, as diferenças verificadas nos modelos planos relativamente aos tridimensionais são facilmente desprezáveis, o que, juntamente com os reduzidos tempos de cálculo da análise com modelos planos tornam esta modelação atrativa, principalmente num contexto de análises probabilísticas onde o tempo é um fator extremamente importante. Assim, tal como outros autores, concluiu-se que a modelação plana continua a ser uma boa alternativa e optou-se pela sua utilização para o cálculo da fragilidade sísmica das cinco pontes em análise.

Na segunda parte deste trabalho, derivou-se as curvas de fragilidade sísmica para a ocorrência do sismo principal e para a combinação do sismo principal e respetivas réplicas, de forma a avaliar a influência destas últimas na estimativa do risco sísmico, principal objetivo deste trabalho.

Após analisar os resultados obtidos é possível concluir que o efeito das réplicas não pode ser desprezado uma vez que a sua ação incide em estruturas onde já existem deformações e não na estrutura original, contribuindo para o aumento da probabilidade de ocorrência de danos mais significativos.

Após essa conclusão surgem novas questões sendo a principal delas relacionada com a validade das funções de fragilidade obtidas para o sismo principal. Na realidade, as estruturas existentes, já foram sujeitas à ação sísmica, sendo muitas vezes de baixa intensidade e não conduzindo a danos visíveis ou à necessidade de intervenção. No entanto, os seus efeitos estão presentes e poderão ter influência na resposta da estrutura perante um outro sismo, tal como acontece na análise com réplicas e, por isso, é questionável considerar a estrutura sem deformação inicial.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

De forma a otimizar a metodologia proposta para o estudo do comportamento sísmico de pontes seria necessário a realização de estudos sobre um maior número de pontes e com diferentes características de regularidade e de materiais. Poderá ser ainda interessante desenvolver e tipificar funções de fragilidade para pontes recorrendo a esses resultados.

O desenvolvimento de modelos que permitam o estudo da interação dos encontros e fundações com o solo, tanto para fundações diretas como indiretas e ainda considerando materiais de isolamento sísmico com elevado amortecimento, é outro fator que necessita de ser estudado.

É também importante uma análise das disposições de dimensionamento sísmico, em especial do Eurocódigo 8, de forma discutir os seus campos de aplicação, com especial destaque nas classes de ductilidade e coeficientes de comportamento.

Tal como foi questionado anteriormente em relação à validade das funções de fragilidade para a ação do sismo principal, é importante conhecer a atual situação das estruturas existentes de forma a desenvolver campanhas de reforço estrutural.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Delgado, P. - *Avaliação da Segurança Sísmica de Pontes*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009
- [2] Eberhard, M. O.; Baldridge, S.; Marshall, J.; Mooney, W.; Rix, G.J. - *The Mw 7.0 Haiti Earthquake of January 12, 2010*. 2010.
- [3] Franchin, P.; P. E. Pinto - *Allowing traffic over mainshock-damaged bridges*. Journal of Earthquake Engineering. Vol. 13. n.º 5 (2009). p. 585-599.
- [4] Ioannou, L.; Borg, R.; Novelli, V.; Melo, J.; Alexander, D.; Kongar, I.; Verrucci, E.; Cahill, B.; Rosseto, T. - *The 29th May 2012 Emilia Romagna Earthquake. EPICentre Fiel Observation Report*. 2012.
- [5] Miyamoto, K.; Yanev, P.; Salvaterra, I. - *2009 M6.3 L'Aquila, Italy. Earthquake Field Investigation Report*. 2009.
- [6] Moehle, J.P.; Eberhard, M.O. - *Bridge engineering handbook*. New York: CRC Press, 2000. 0-8493-7434-0
- [7] Monteiro, R. - *Probabilistic Seismic Assessment of Bridges*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011
- [8] Park, R.; M. J. N. Priestley; W. D. Gill - *Ductility of square-confined concrete columns*. ASCE J Struct Div. Vol. 108. n.º ST4 (1982). p. 929-950.
- [9] Tsionis, G.; Fardis, M. N. - Chapter 9: Fragility Functions of Road and Railway Bridges in Pitilakis, K.; H. Crowley Kaynia, A.M. (eds) *SYNER-G: Typology Definition and Fragility Functions for Physical Elements at Seismic Risk: Buildings, Lifelines, Transportation Networks and Critical Facilities*. 2014
- [10] Rossetto, T.; Ayala, D. D.; Ioannou, I.; Meslem, A. - Chapter 3: Evaluation of Existing Fragility Curves in Pitilakis, K.; H. Crowley Kaynia, A.M. (eds) *SYNER-G: Typology Definition and Fragility Functions for Physical Elements at Seismic Risk: Buildings, Lifelines, Transportation Networks and Critical Facilities*. 2014
- [11] IPQ, *Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos NP EN 1998-1: 2010/A1: 2013 Parte 1 - Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*, Qualidade, Instituto Português da. Caparica, 2013.
- [12] Ranf, R.T.; Eberhard, M.O.; Berry, M.P. - *Damage to Bridges during the 2001 Nisqually Earthquake*. 2001.
- [13] Japan Bridge Engineering Center - *Damage to Highway Bridges Caused by the 2011 Tohoku-Oki Earthquake*. Japan Bridge Engineering Center. (2011). p. 12.
- [14] Schotanus, M. I. - *A Probabilistic Method for Seismic Loss Estimation*. Individual study submitted in partial fulfilment of the requirements for the doctoral degree in Earthquake Engineering Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, 2005
- [15] Serra, C. - *Metodologias de Avaliação do Desempenho Sísmico de Obras de Arte Correntes*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2008
- [16] CEN, *EN 1998-3: 2005: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Parte 3: Assessment and retrofitting of buildings*, standardization, European committee for. Brussels, 2005.
- [17] Vamvatsikos, D.; A. C. Cornell - *Incremental dynamic analysis*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 31. n.º 3 (2002). p. 491-514.

ANEXO A

COMPORTAMENTO DINÂMICO DOS PILARES

Apresentam-se neste anexo os resultados da análise do comportamento dinâmico de todos os pilares, das cinco pontes analisadas, para as três intensidades referidas em 4.6.1. (*Low*, *Medium* e *High*). Para além dos gráficos de comportamento histerético, apresentam-se ainda os quadros com a variação percentual do valor máximo do deslocamento, no topo do pilar, e da força, na base do mesmo, entre o modelo plano e o tridimensional.

A.1. PONTE 1

A.1.1. *Low*

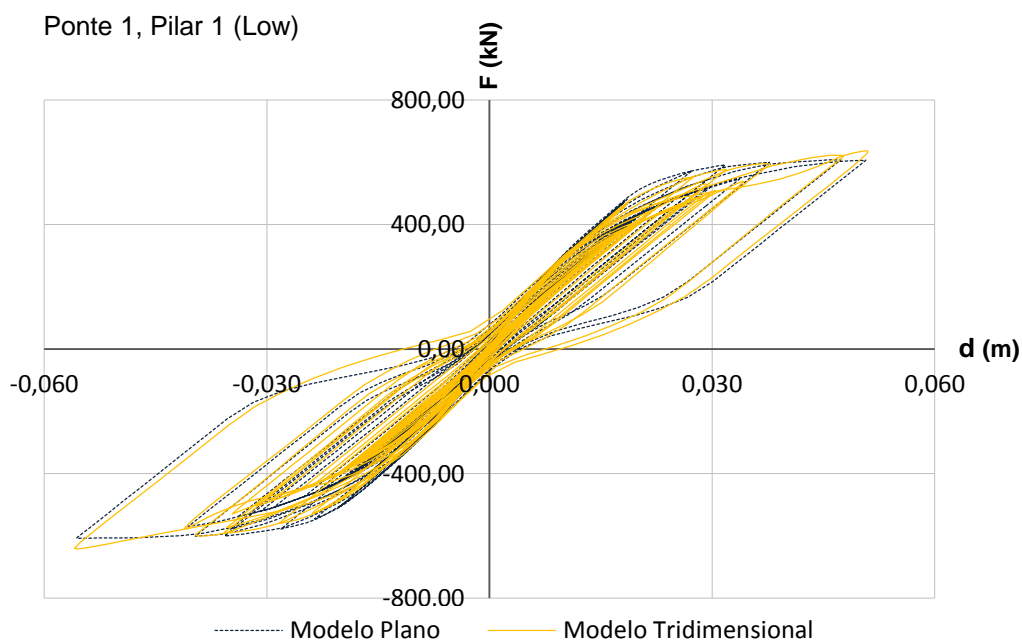


Fig. A. 1 - Resposta força-deslocamento do pilar 1 da ponte 1 para uma intensidade de 0,2g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

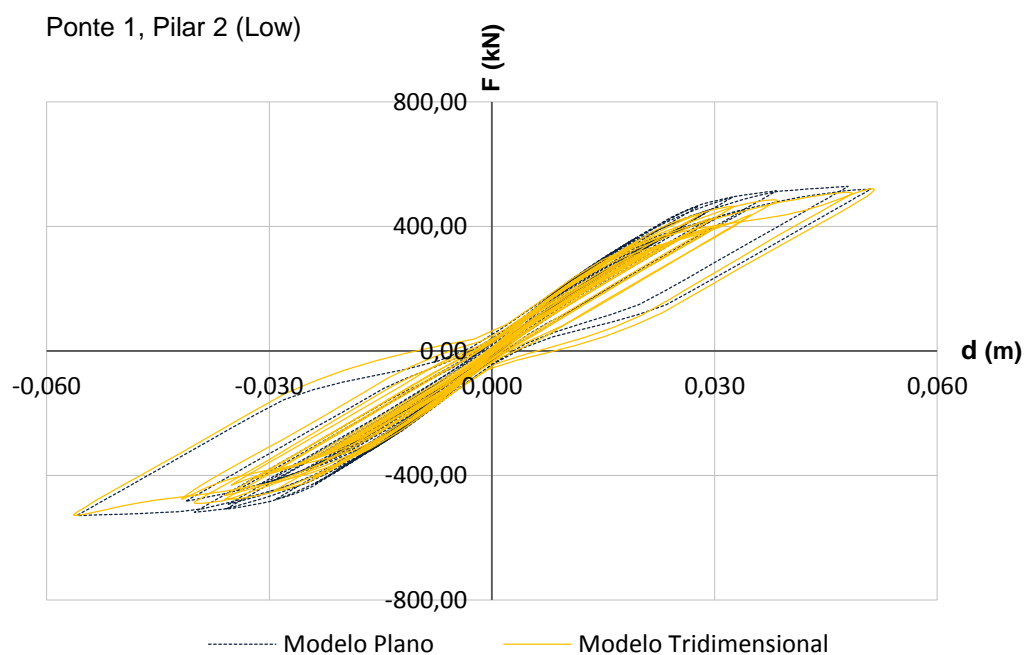


Fig. A. 2 - Resposta força-deslocamento do pilar 2 da ponte 1 para uma intensidade de 0,2g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

A.1.2. MEDIUM

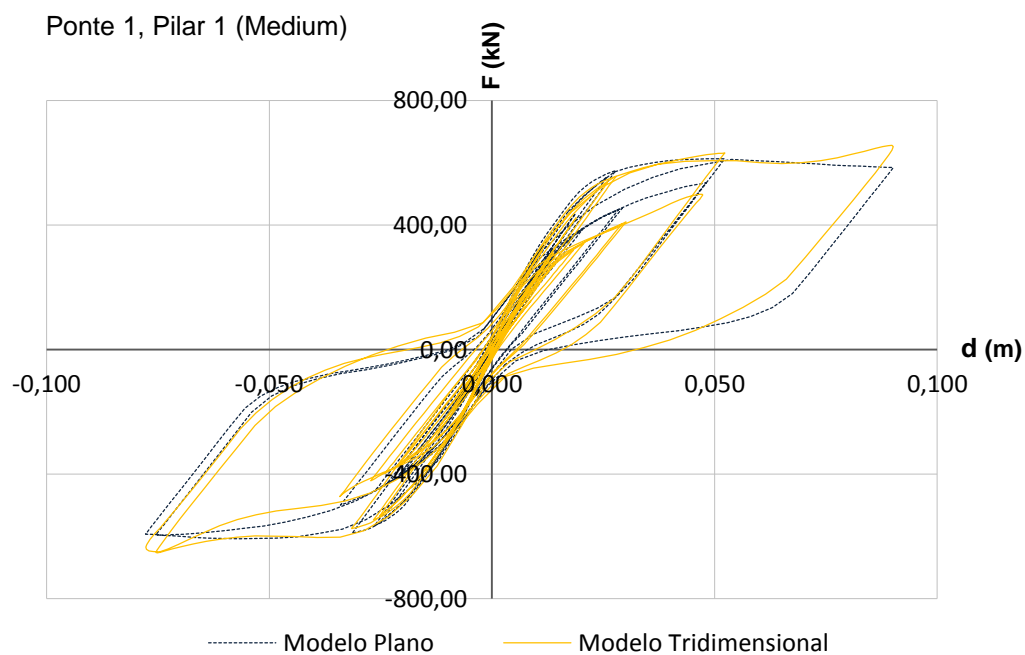


Fig. A. 3 - Resposta força-deslocamento do pilar 1 da ponte 1 para uma intensidade de 0,6g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

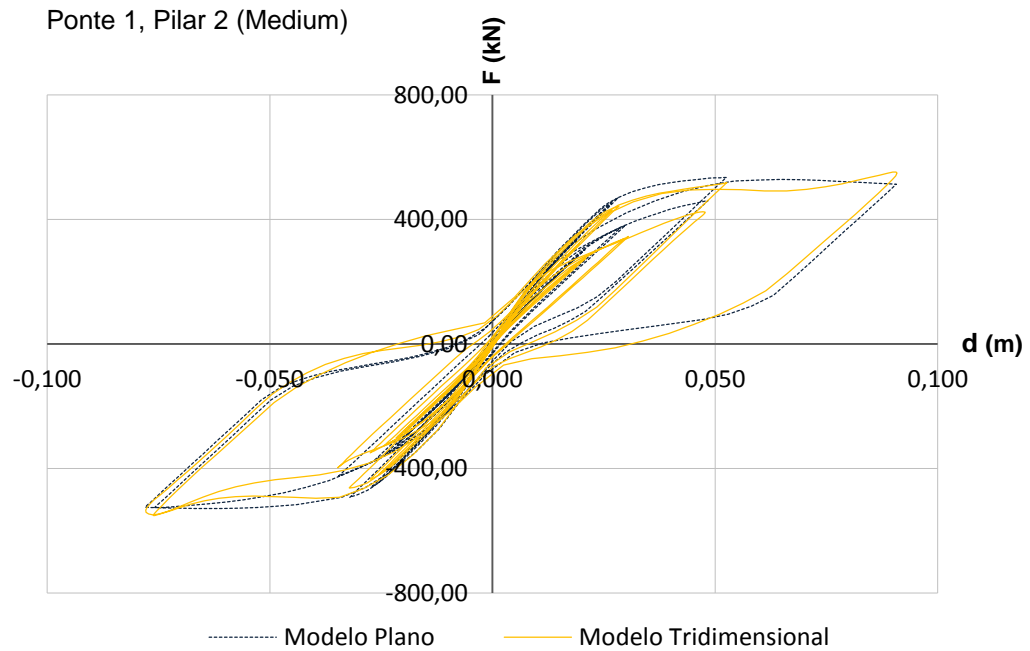


Fig. A. 4 - Resposta força-deslocamento do pilar 2 da ponte 1 para uma intensidade de 0,6g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

A.1.3. HIGH

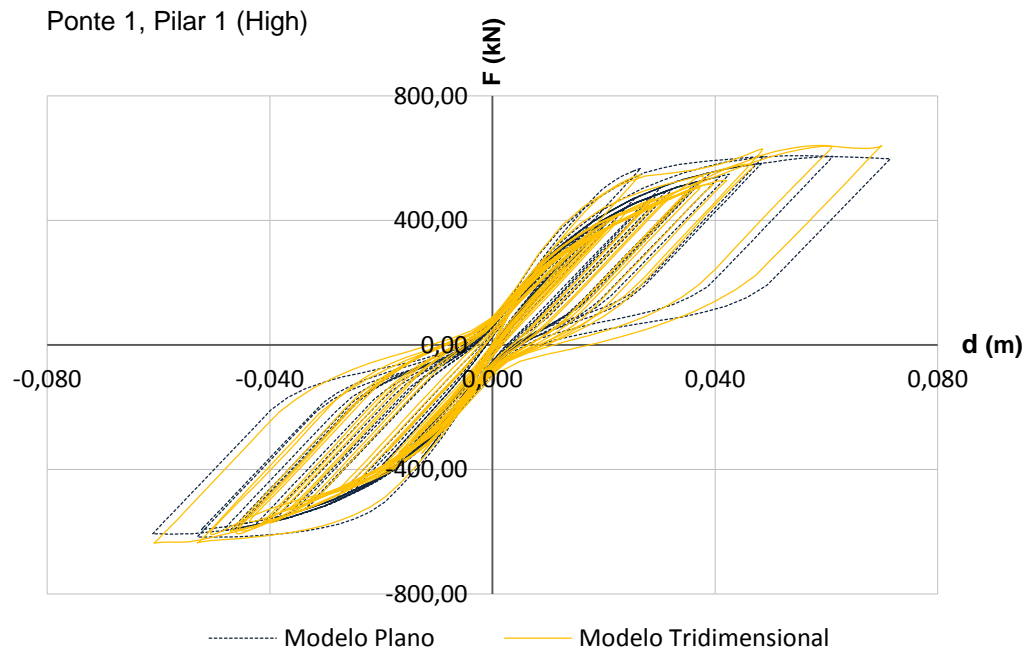


Fig. A. 5 - Resposta força-deslocamento do pilar 1 da ponte 1 para uma intensidade de 1,5g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

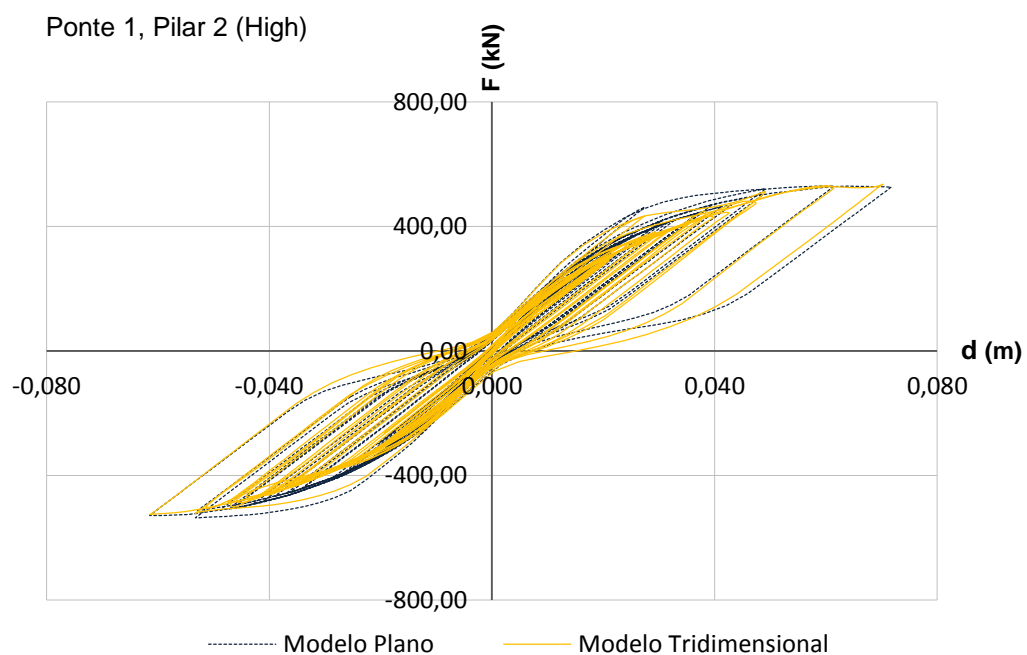


Fig. A. 6 - Resposta força-deslocamento do pilar 2 da ponte 1 para uma intensidade de 1,5g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

A.1.4 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

Quadro A. 1 - Comparação do deslocamento máximo e força máxima, dos pilares da ponte 1, para cada intensidade nos dois modelos.

		Modelo Plano	Modelo Tridimensional	Δ
Pilar 1	Low	dmáx (m)	0.056	0.056
		Fmáx (kN)	608.5	641.1
	Medium	dmáx (m)	0.090	0.090
		Fmáx (kN)	613.1	656.0
	High	dmáx (m)	0.071	0.070
		Fmáx (kN)	616.9	641.0
Pilar 2	Low	dmáx (m)	0.056	0.056
		Fmáx (kN)	528.7	528.0
	Medium	dmáx (m)	0.091	0.091
		Fmáx (kN)	535.1	552.6
	High	dmáx (m)	0.072	0.070
		Fmáx (kN)	535.5	535.6

A.2. PONTE 2

A.2.1. Low

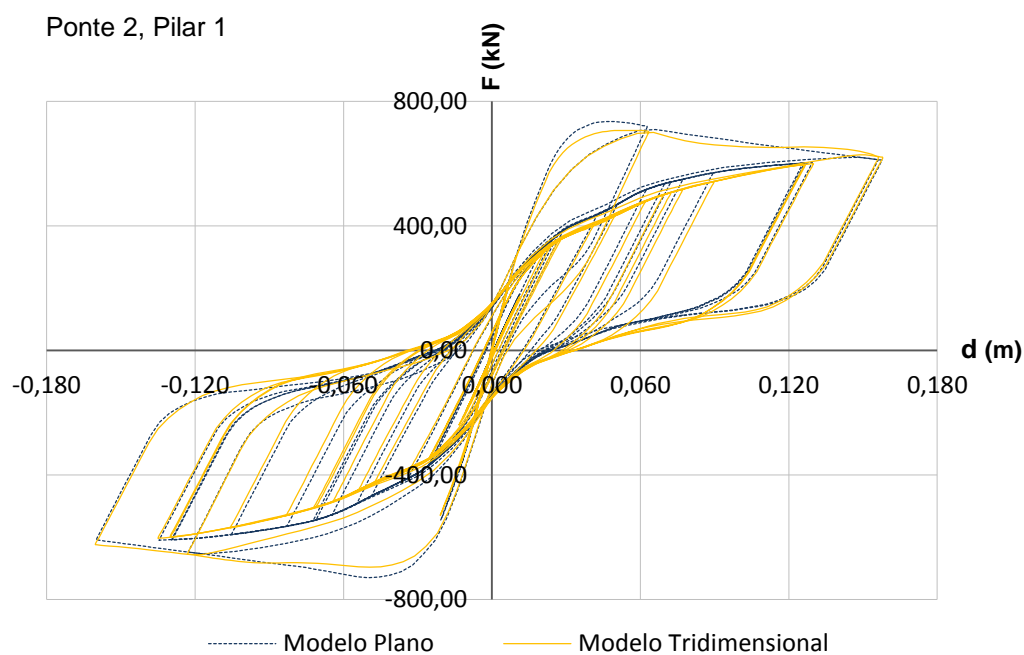


Fig. A. 7 - Resposta força-deslocamento do pilar 1 da ponte 2 para uma intensidade de 0,2g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

A.2.2. MEDIUM

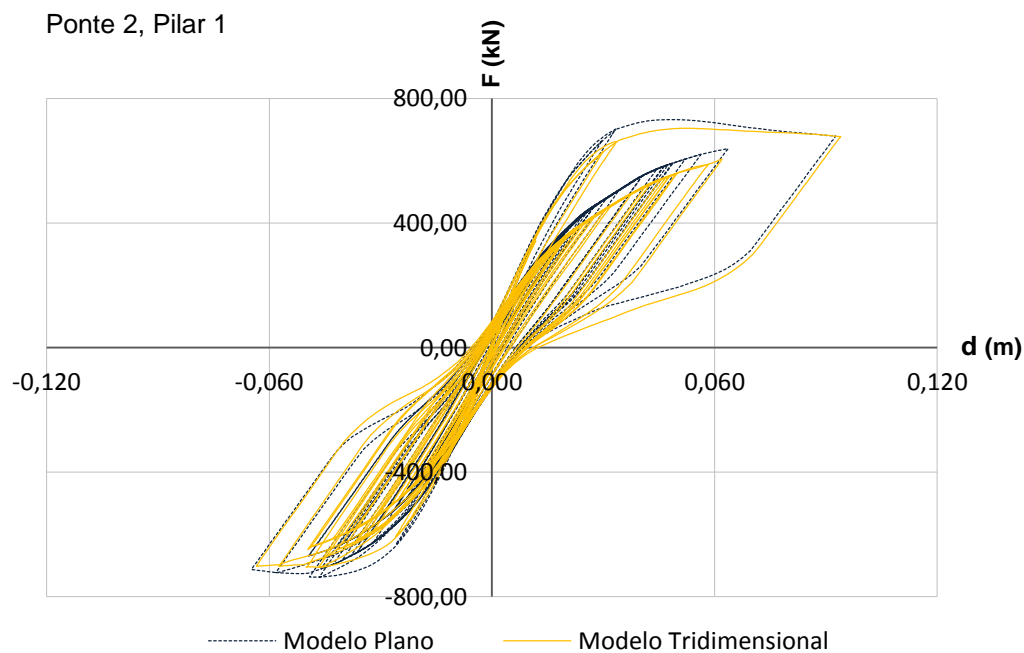


Fig. A. 8 - Resposta força-deslocamento do pilar 1 da ponte 2 para uma intensidade de 0,6g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

A.2.3. HIGH

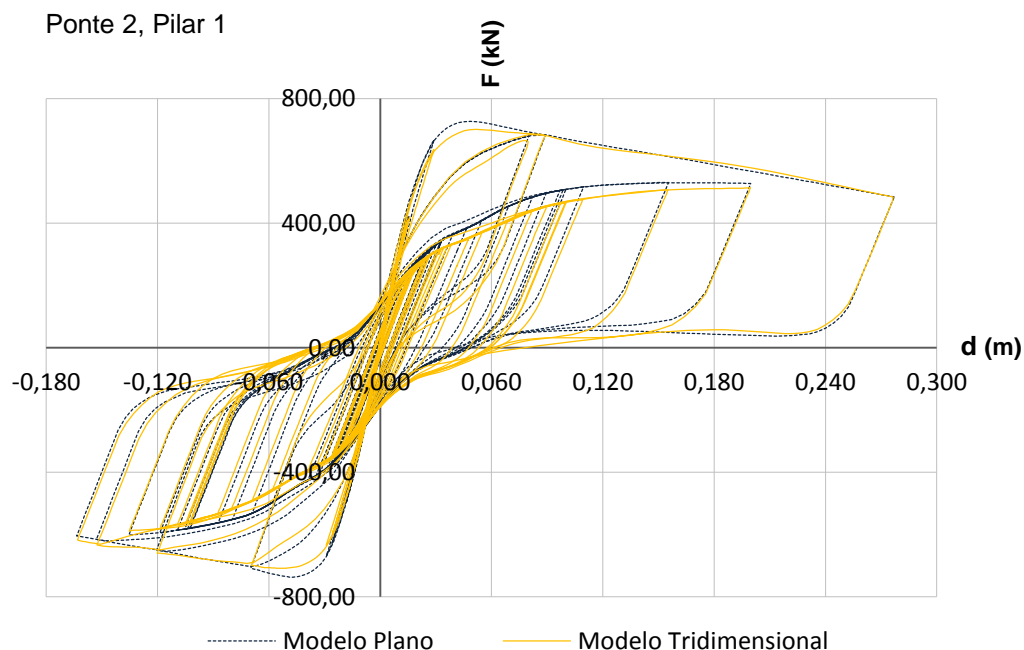


Fig. A. 9 - Resposta força-deslocamento do pilar 1 da ponte 2 para uma intensidade de 1,5g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

A.2.4. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

Quadro A. 2 - Comparação do deslocamento máximo e força máxima, do pilar da ponte 2, para cada intensidade nos dois modelos.

		Modelo Plano	Modelo Tridimensional	Δ	
Pilar 1	Low	dmáx (m)	0.160	0.160	0.19%
		Fmáx (kN)	735.5	706.9	-4.05%
	Medium	dmáx (m)	0.093	0.094	1.46%
		Fmáx (kN)	737.1	705.0	-4.54%
	High	dmáx (m)	0.277	0.277	-0.20%
		Fmáx (kN)	736.9	707.9	-4.11%

A.3. PONTE 3

A.3.1. Low

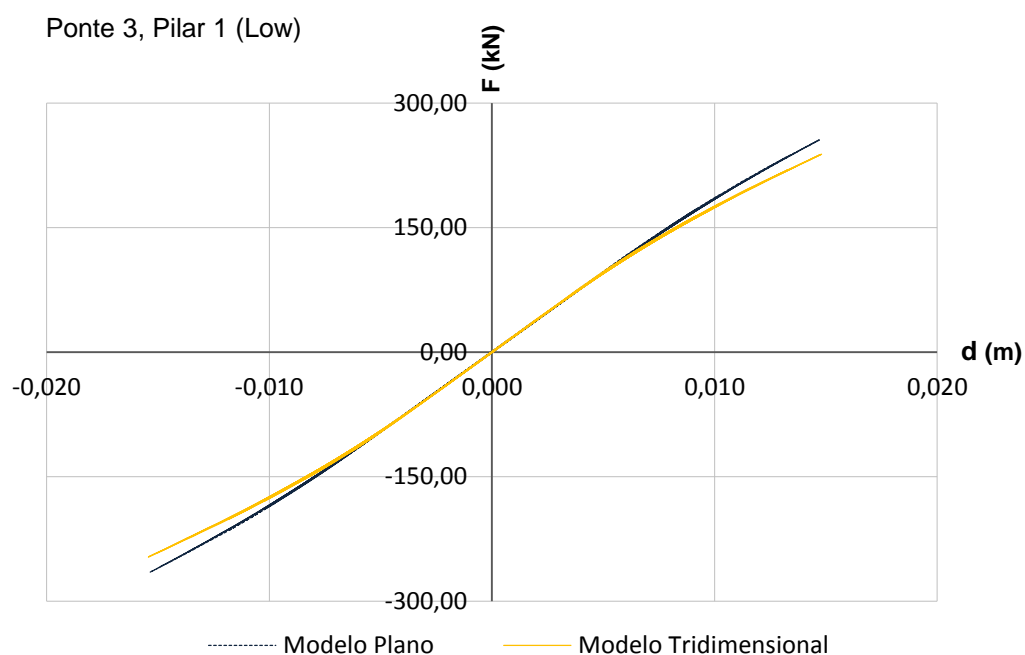


Fig. A. 10 - Resposta força-deslocamento do pilar 1 da ponte 3 para uma intensidade de 0,2g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

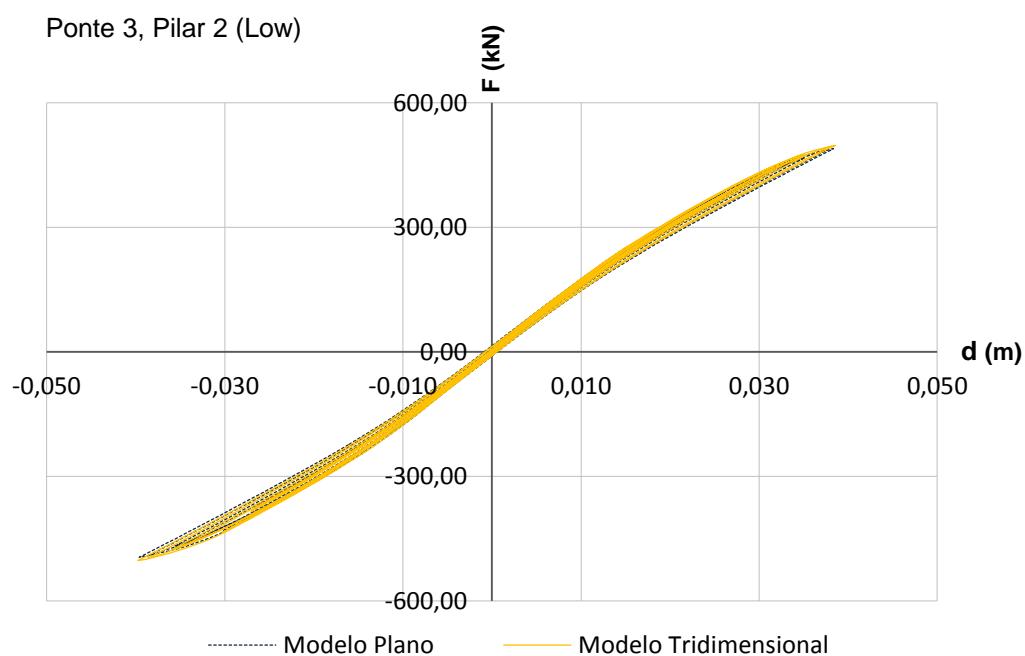


Fig. A. 11 - Resposta força-deslocamento do pilar 2 da ponte 3 para uma intensidade de 0,2g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

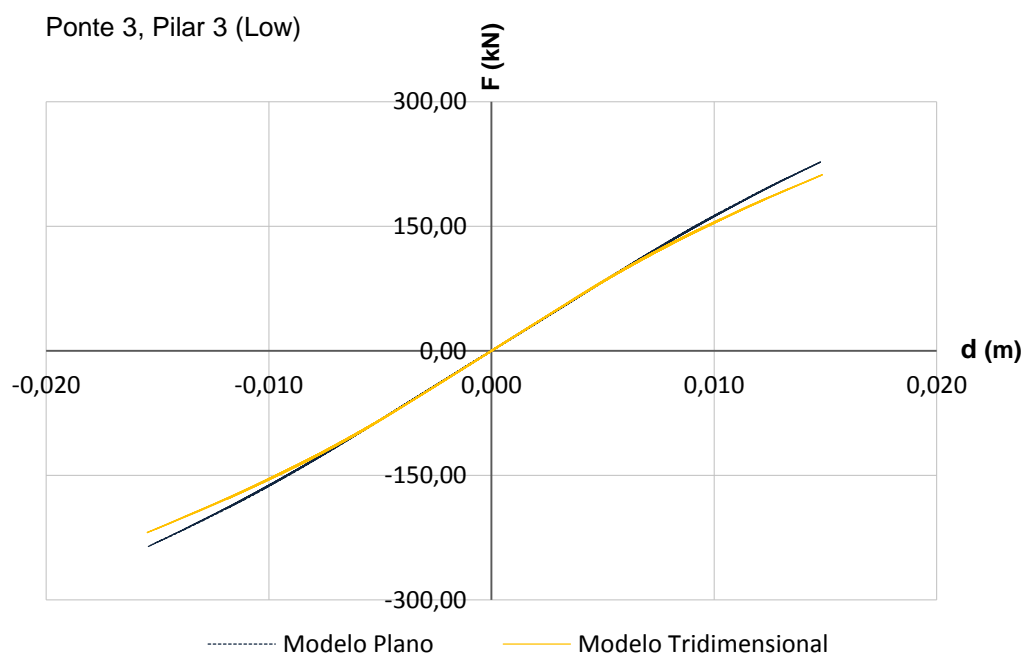


Fig. A. 12 - Resposta força-deslocamento do pilar 3 da ponte 3 para uma intensidade de 0,2g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

A.3.2. MEDIUM

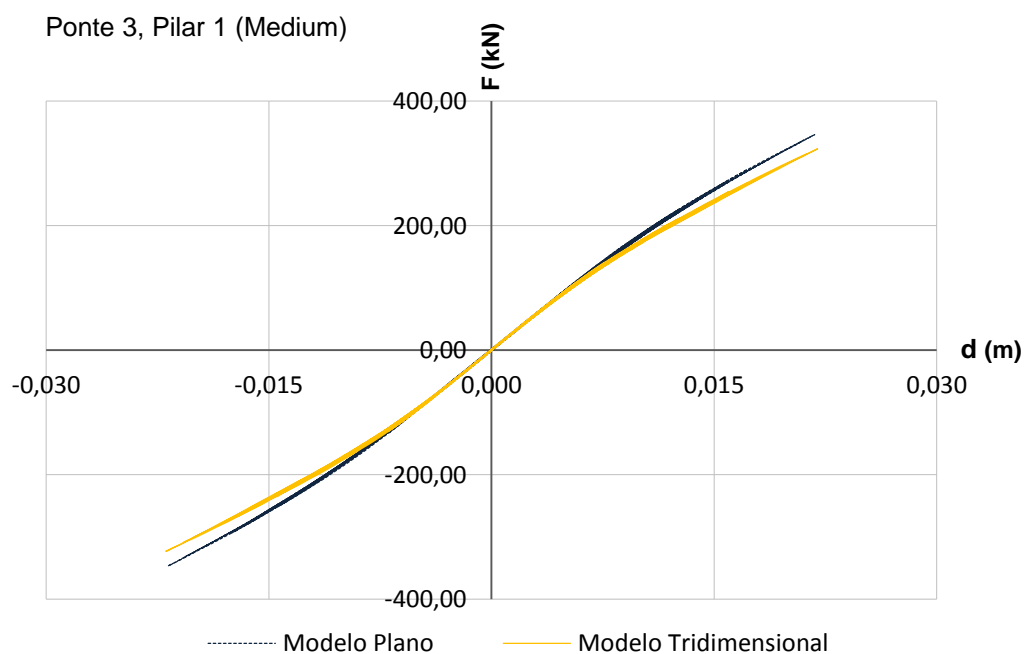


Fig. A. 13 - Resposta força-deslocamento do pilar 1 da ponte 3 para uma intensidade de 0,6g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

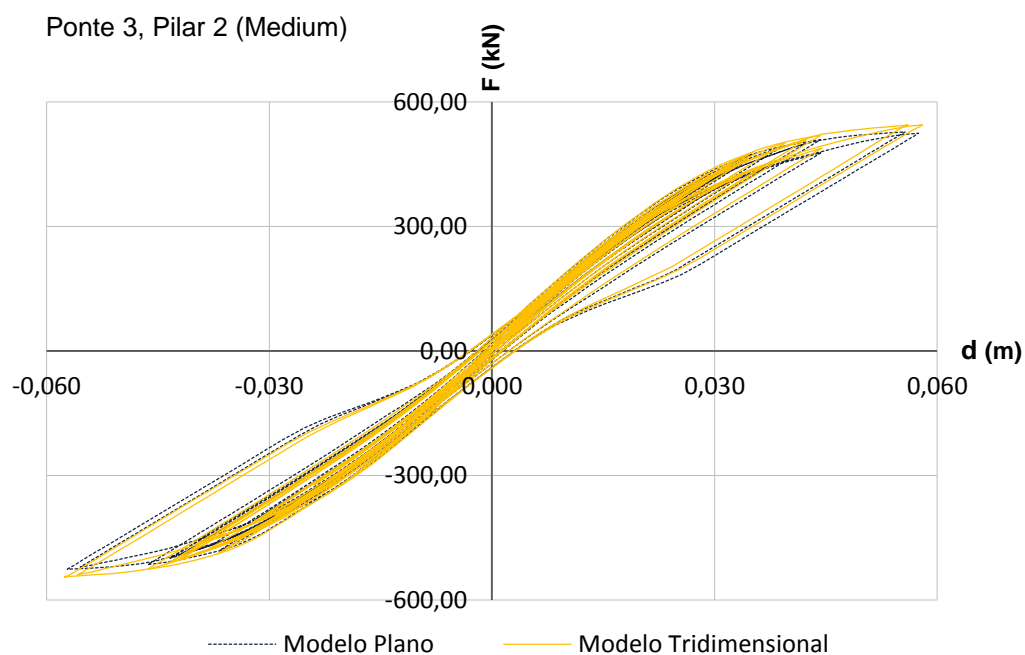


Fig. A. 14 - Resposta força-deslocamento do pilar 2 da ponte 3 para uma intensidade de 0,6g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

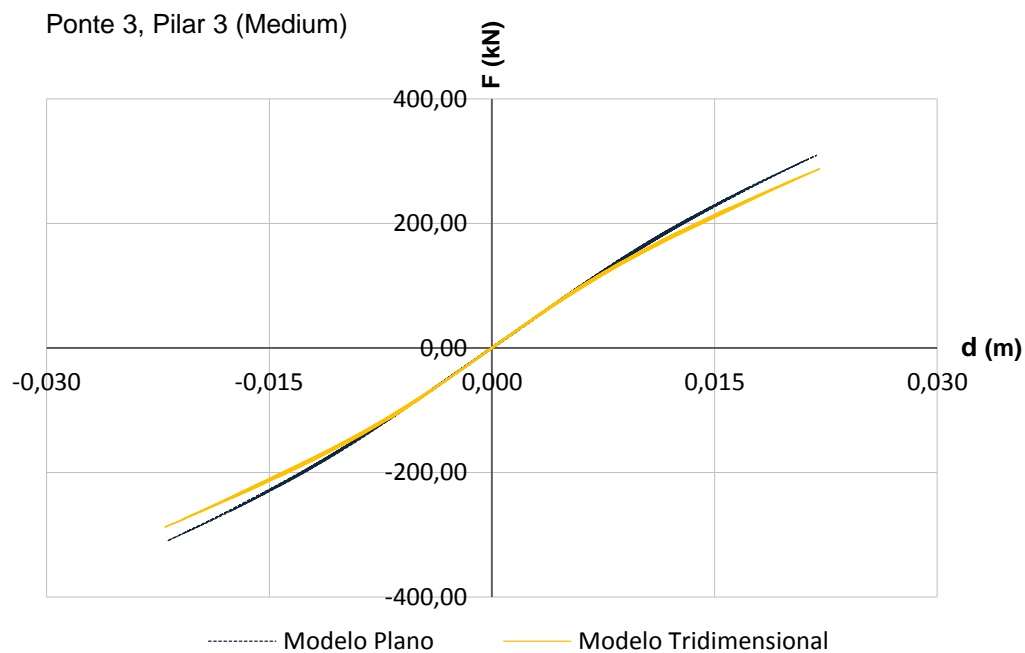


Fig. A. 15 - Resposta força-deslocamento do pilar 3 da ponte 3 para uma intensidade de 0,6g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

A.3.3. HIGH

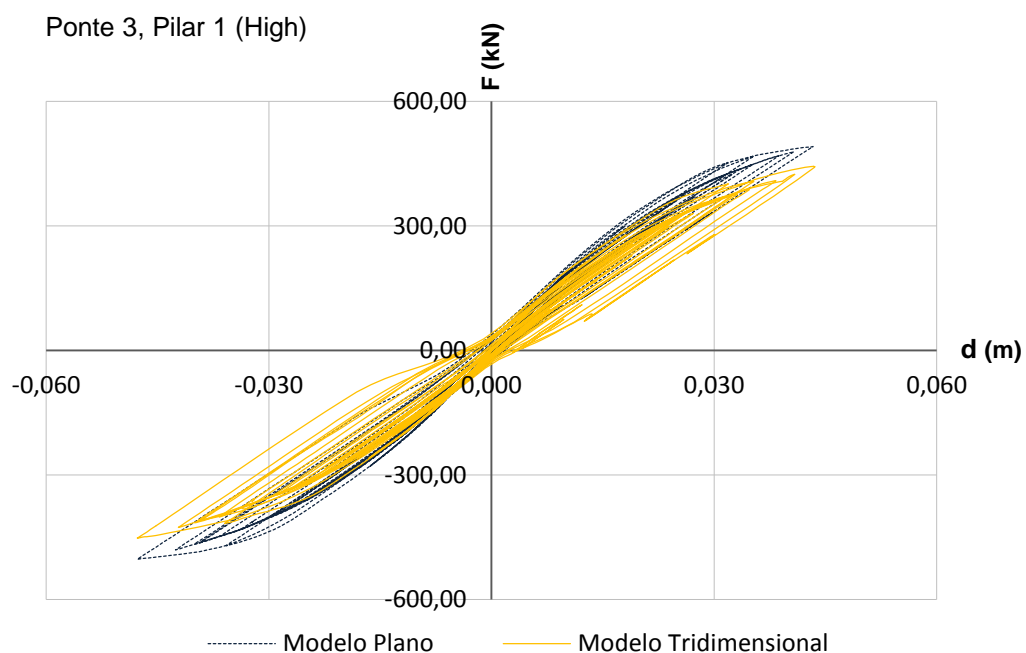


Fig. A. 16 - Resposta força-deslocamento do pilar 1 da ponte 3 para uma intensidade de 1,5g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

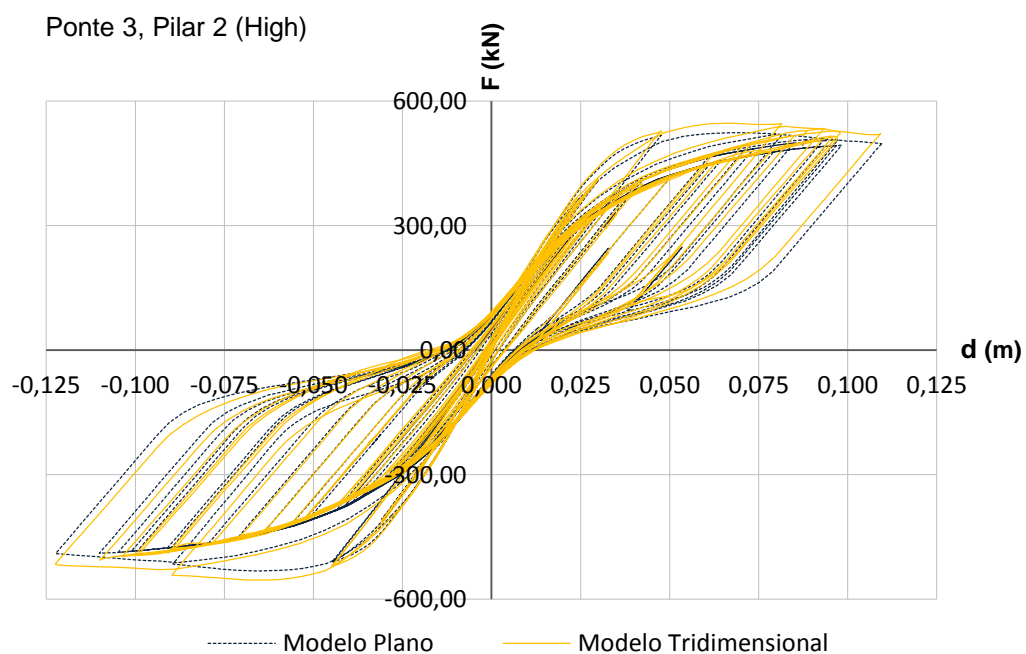


Fig. A. 17 - Resposta força-deslocamento do pilar 2 da ponte 3 para uma intensidade de 1,5g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

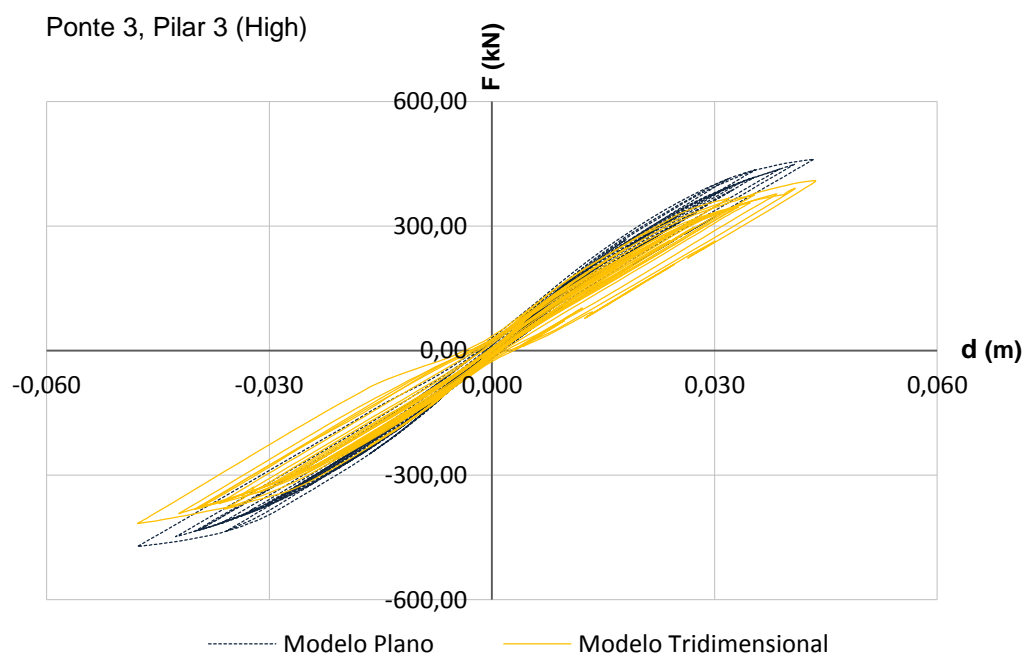


Fig. A. 18 - Resposta força-deslocamento do pilar 3 da ponte 3 para uma intensidade de 1,5g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

A.3.4. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

Quadro A. 3 - Comparação do deslocamento máximo e força máxima, dos pilares da ponte 3, para cada intensidade nos dois modelos.

		Modelo Plano	Modelo Tridimensional	Δ
Pilar 1	Low	dmáx (m)	0.015	0.015
		Fmáx (kN)	264.8	246.5
	Medium	dmáx (m)	0.022	0.022
		Fmáx (kN)	346.3	323.3
	High	dmáx (m)	0.048	0.048
		Fmáx (kN)	502.3	451.8
Pilar 2	Low	dmáx (m)	0.040	0.040
		Fmáx (kN)	494.7	502.6
	Medium	dmáx (m)	0.057	0.058
		Fmáx (kN)	525.5	545.4
	High	dmáx (m)	0.122	0.122
		Fmáx (kN)	531.4	553.7
Pilar 3	Low	dmáx (m)	0.015	0.015
		Fmáx (kN)	235.4	219.1
	Medium	dmáx (m)	0.022	0.022
		Fmáx (kN)	309.4	287.7
	High	dmáx (m)	0.048	0.048
		Fmáx (kN)	471.3	416.2

A.4. PONTE 4

A.4.1. Low

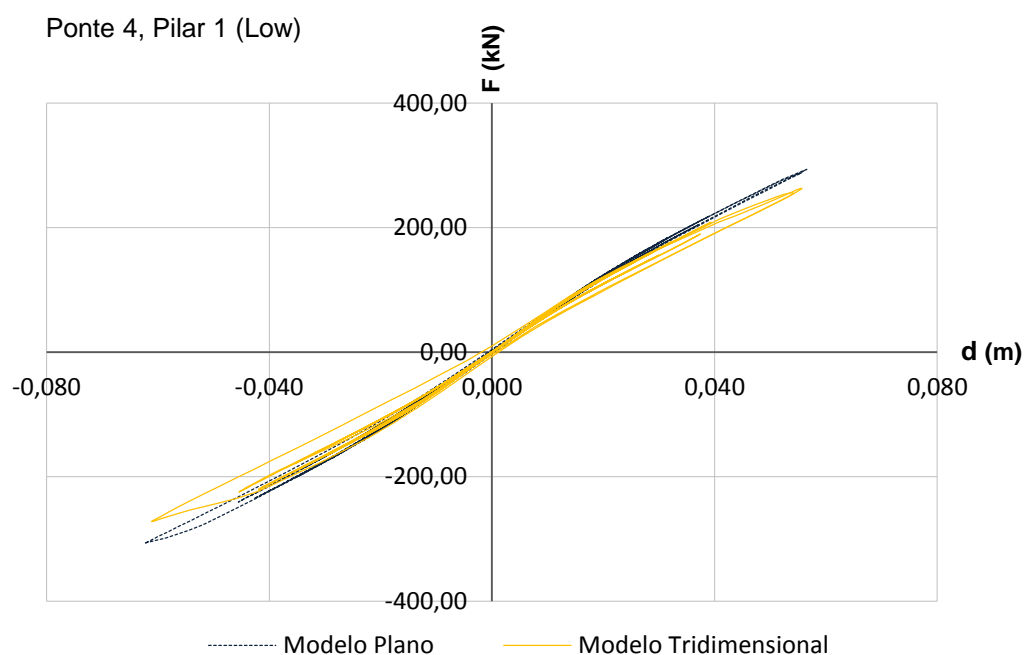


Fig. A. 19 - Resposta força-deslocamento do pilar 1 da ponte 4 para uma intensidade de 0,2g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

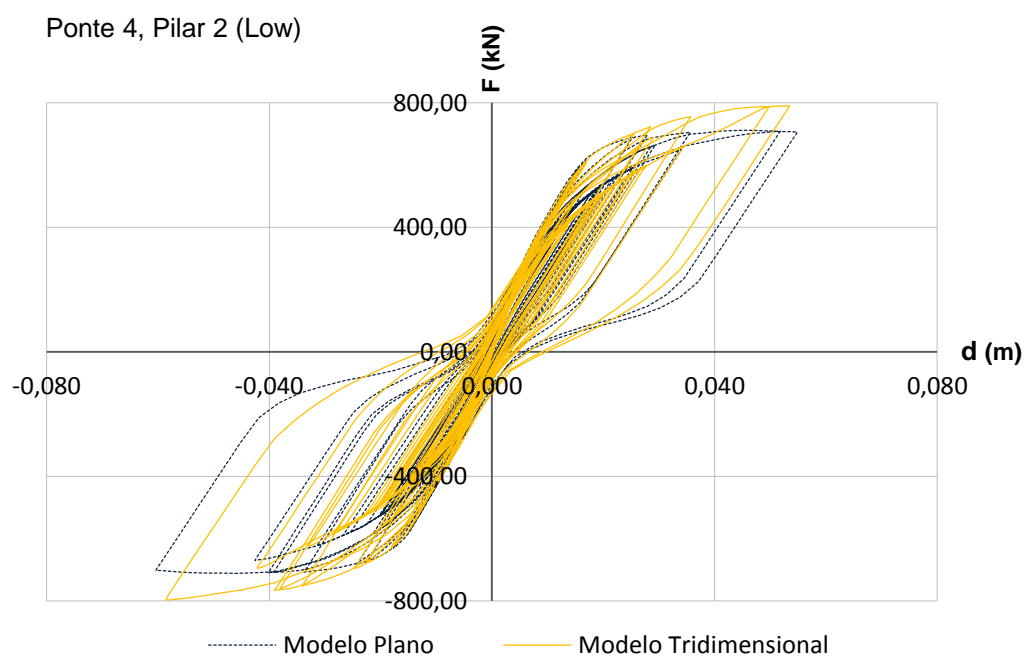


Fig. A. 20 - Resposta força-deslocamento do pilar 2 da ponte 4 para uma intensidade de 0,2g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

A.4.2. MEDIUM

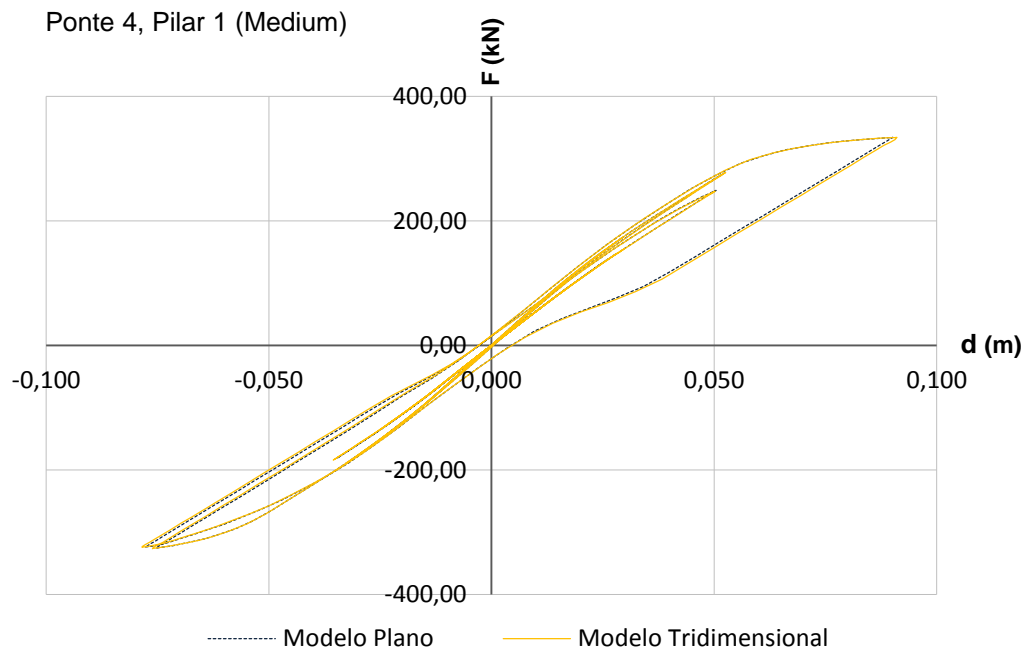


Fig. A. 21 - Resposta força-deslocamento do pilar 1 da ponte 4 para uma intensidade de 0,6g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

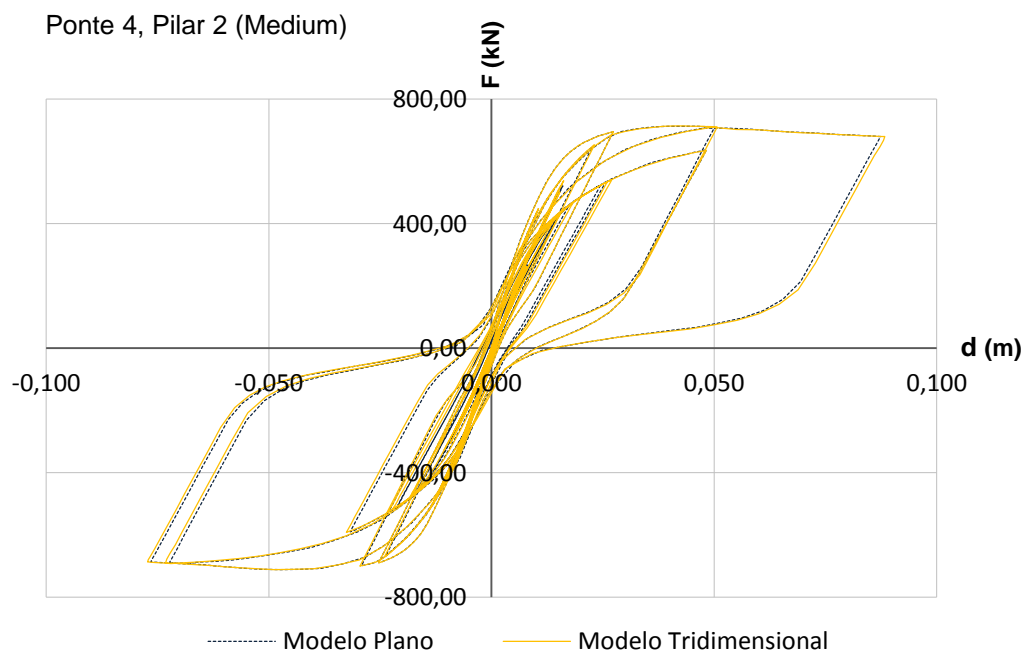


Fig. A. 22 - Resposta força-deslocamento do pilar 2 da ponte 4 para uma intensidade de 0,6g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

A.4.3. HIGH

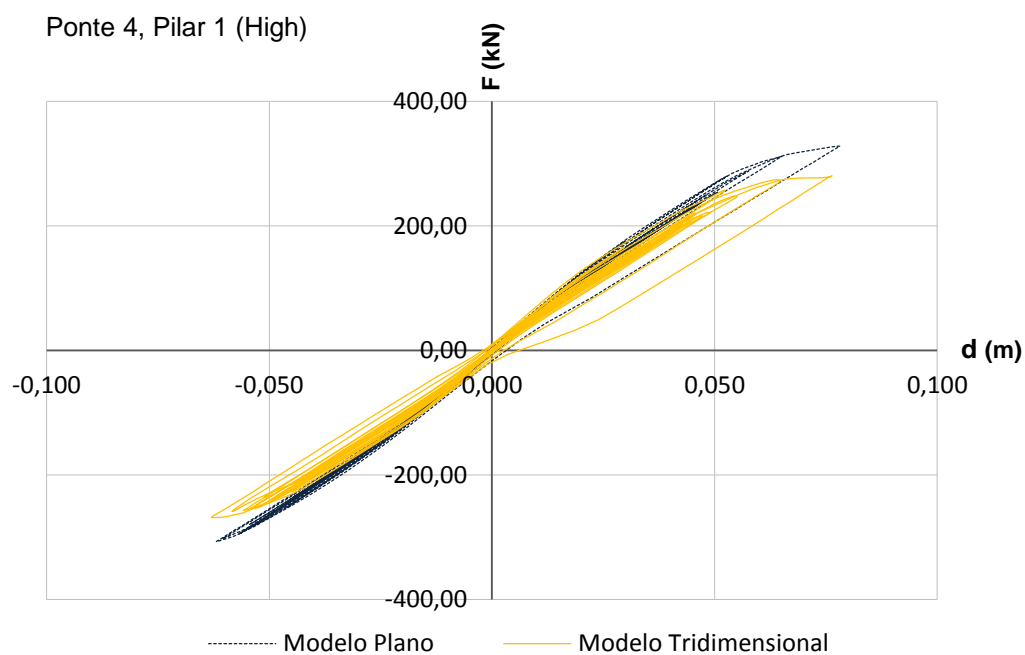


Fig. A. 23 - Resposta força-deslocamento do pilar 1 da ponte 4 para uma intensidade de 1,5g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

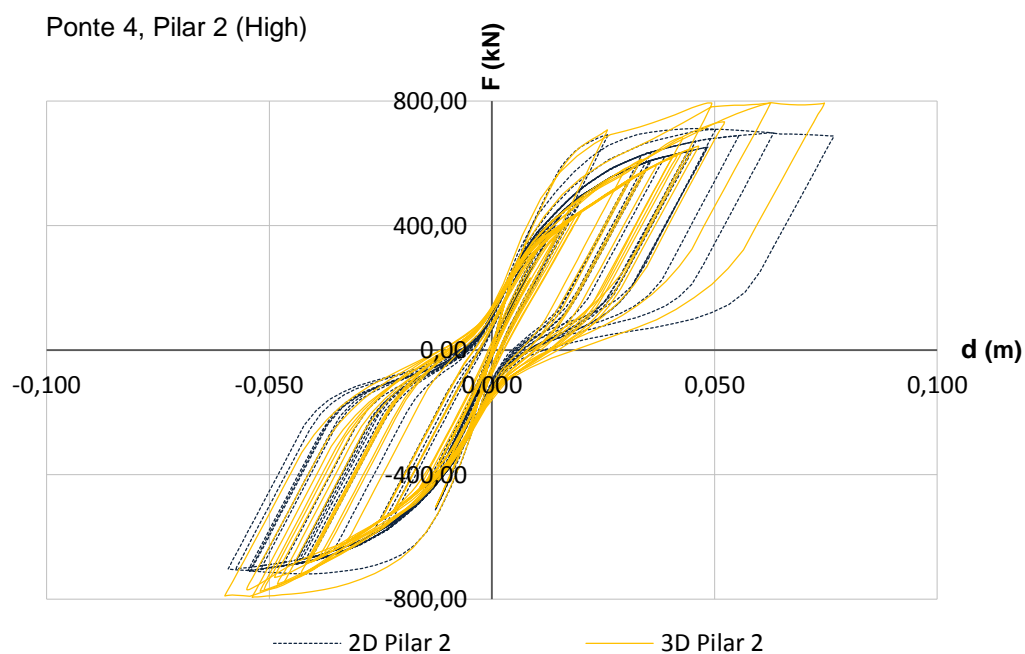


Fig. A. 24 - Resposta força-deslocamento do pilar 2 da ponte 4 para uma intensidade de 1,5g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

A.4.4. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

Quadro A. 4 - Comparação do deslocamento máximo e força máxima, dos pilares da ponte 4, para cada intensidade nos dois modelos.

		Modelo Plano	Modelo Tridimensional	Δ
Pilar 1	Low	dmáx (m)	0.062	0.061
		Fmáx (kN)	306.6	271.9
	Medium	dmáx (m)	0.090	0.091
		Fmáx (kN)	334.1	334.1
	High	dmáx (m)	0.078	0.076
		Fmáx (kN)	328.3	280.4
Pilar 2	Low	dmáx (m)	0.060	0.059
		Fmáx (kN)	711.8	796.0
	Medium	dmáx (m)	0.087	0.088
		Fmáx (kN)	713.0	713.6
	High	dmáx (m)	0.077	0.075
		Fmáx (kN)	718.3	794.7

A.5. PONTE 5

A.5.1. Low

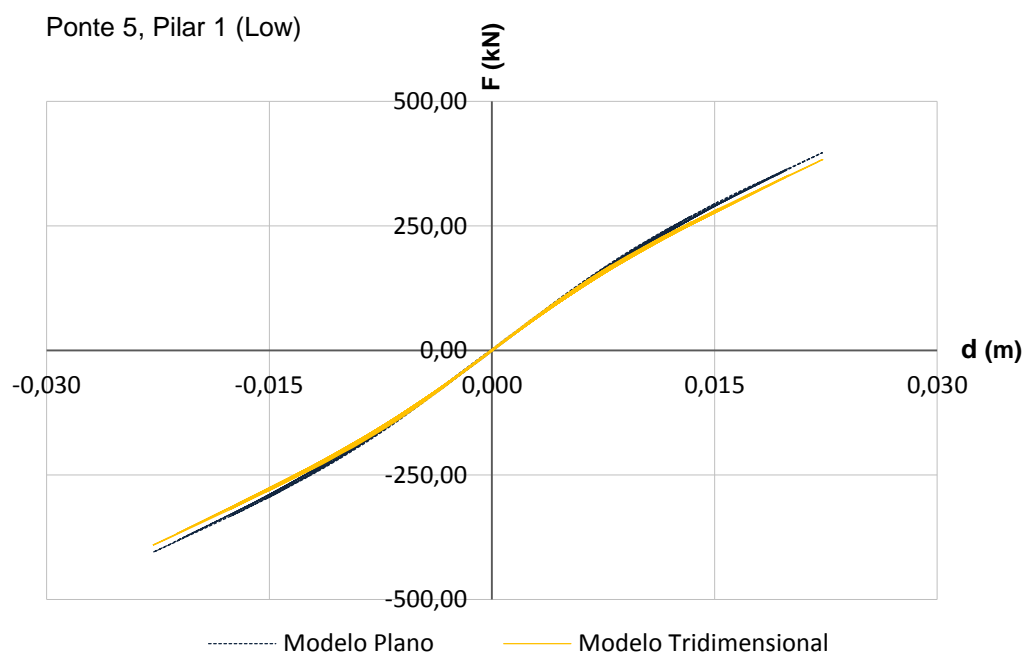


Fig. A. 25 - Resposta força-deslocamento do pilar 1 da ponte 5 para uma intensidade de 0,2g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

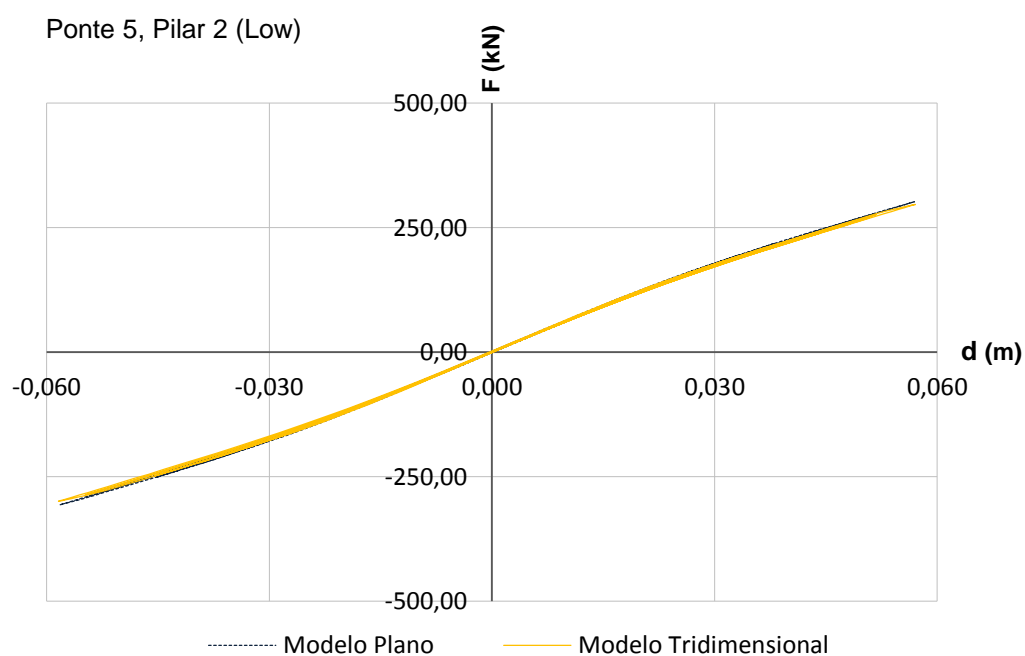


Fig. A. 26 - Resposta força-deslocamento do pilar 2 da ponte 5 para uma intensidade de 0,2g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

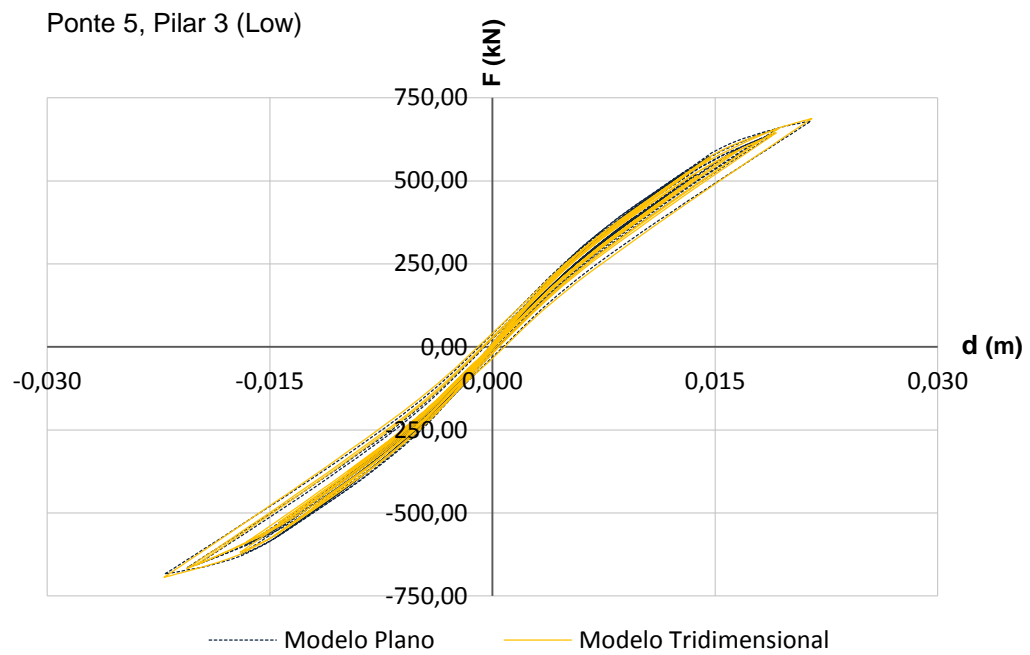


Fig. A. 27 - Resposta força-deslocamento do pilar 3 da ponte 5 para uma intensidade de 0,2g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

A.5.2. MEDIUM

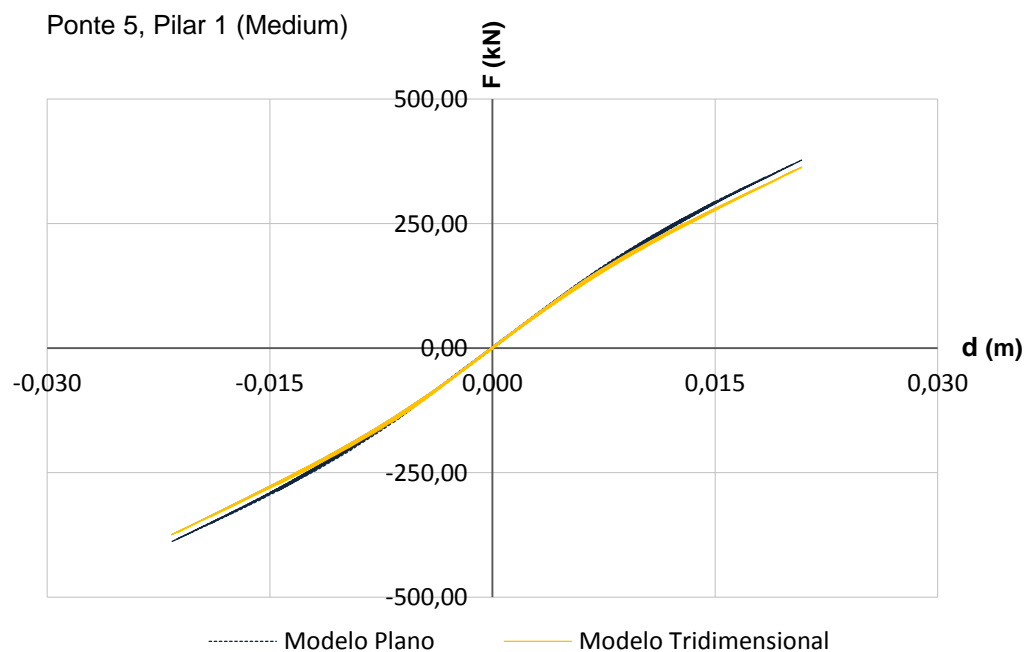


Fig. A. 28 - Resposta força-deslocamento do pilar 1 da ponte 5 para uma intensidade de 0,6g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

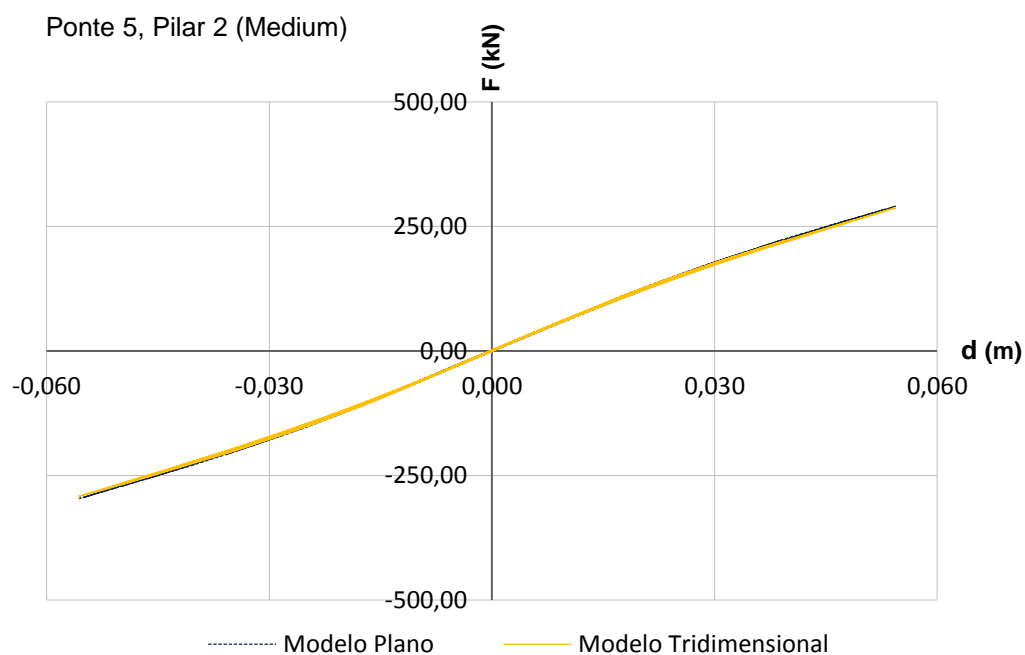


Fig. A. 29 - Resposta força-deslocamento do pilar 2 da ponte 5 para uma intensidade de 0,6g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

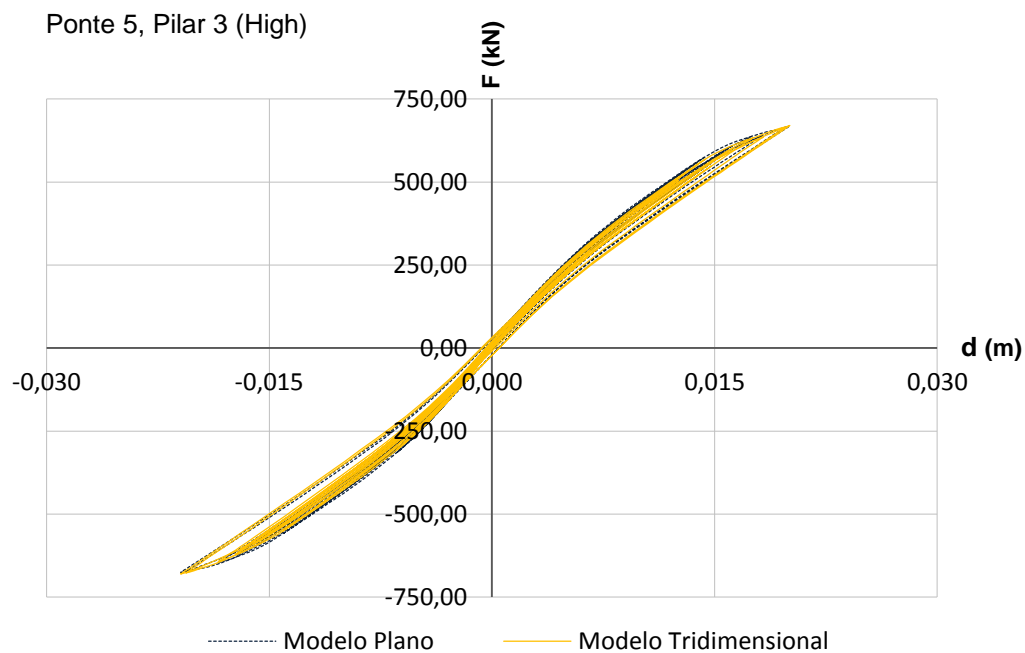


Fig. A. 30 - Resposta força-deslocamento do pilar 3 da ponte 5 para uma intensidade de 0,6g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

A.5.3. HIGH

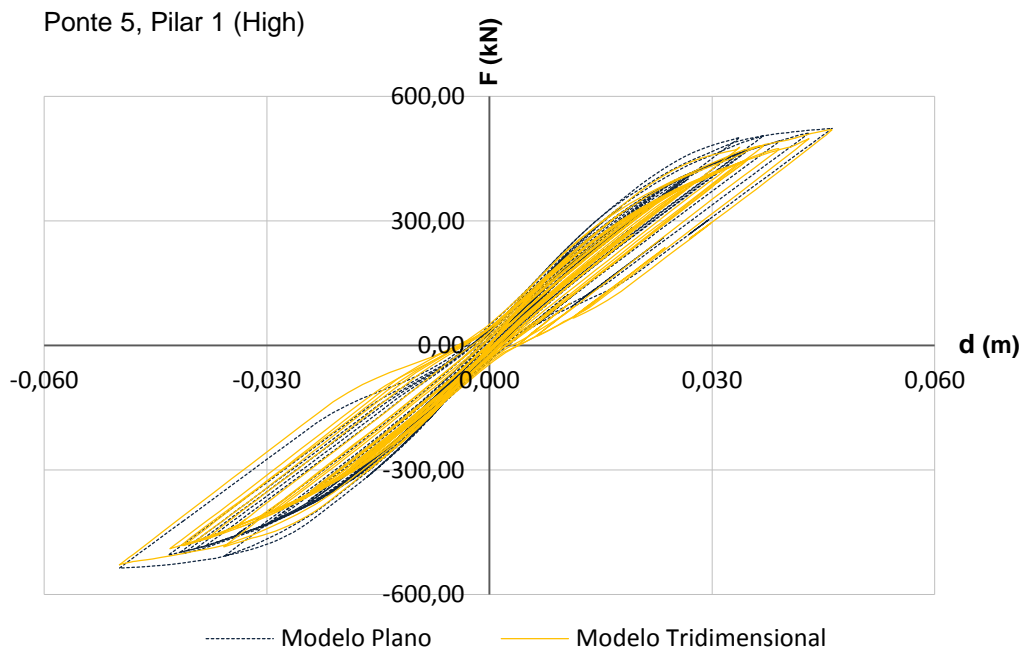


Fig. A. 31 - Resposta força-deslocamento do pilar 1 da ponte 5 para uma intensidade de 1,5g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

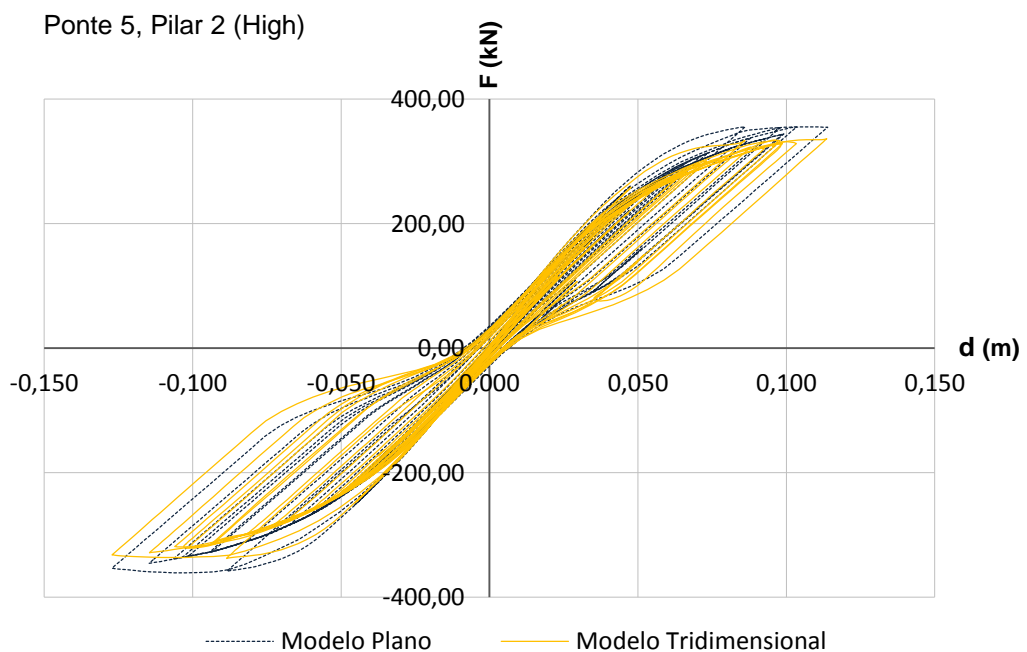


Fig. A. 32 - Resposta força-deslocamento do pilar 2 da ponte 5 para uma intensidade de 1,5g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

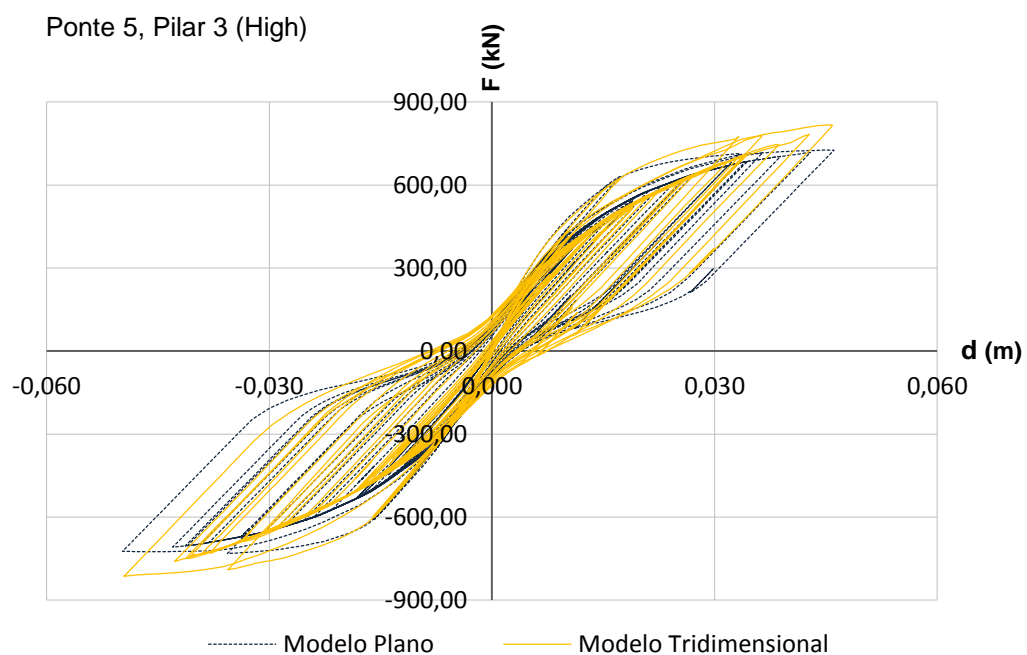


Fig. A. 33 - Resposta força-deslocamento do pilar 3 da ponte 5 para uma intensidade de 1,5g: comparação dos resultados do modelo plano e tridimensional.

A.5.4. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

Quadro A. 5 - Comparação do deslocamento máximo e força máxima, dos pilares da ponte 5, para cada intensidade nos dois modelos.

		Modelo Plano	Modelo Tridimensional	Δ
Pilar 1	Low	dmáx (m)	0.023	0.023
		Fmáx (kN)	404.7	391.1
	Medium	dmáx (m)	0.022	0.022
		Fmáx (kN)	388.1	374.4
	High	dmáx (m)	0.050	0.050
		Fmáx (kN)	536.2	528.0
Pilar 2	Low	dmáx (m)	0.058	0.058
		Fmáx (kN)	306.4	299.2
	Medium	dmáx (m)	0.056	0.056
		Fmáx (kN)	295.9	291.2
	High	dmáx (m)	0.127	0.127
		Fmáx (kN)	360.8	337.4
Pilar 3	Low	dmáx (m)	0.022	0.022
		Fmáx (kN)	683.6	693.5
	Medium	dmáx (m)	0.021	0.021
		Fmáx (kN)	675.1	680.9
	High	dmáx (m)	0.050	0.050
		Fmáx (kN)	731.5	817.1

ANEXO B

SISMOS REAIS USADOS NAS ANÁLISES

Quadro B. 1 - Sismos reais usado nas análises dinâmicas incrementais e respectivas réplicas.

	Local	Base de Dados	Data	Magnitude (Mw)	PGA mainshock (m/s ²)	PGA aftershock (m/s ²)
1	Helena Montana, EUA	PEER	31-10-1935	6.2	1.7	0.41
2	Hollister, EUA	PEER	09-04-1961	5.6	1.92	0.74
3	Managua, Nicaragua	PEER	23-12-1972	6.2	3.31	2.66
4	Oroville, EUA	PEER	02-08-1975	5.8	0.29	0.49
5	Imperial Valley, EUA	PEER	15-10-1979	6.4	7.6	1.68
6	Mammoth Lakes, EUA	PEER	25-05-1980	6.2	4.09	4.75
7	Mammoth Lakes, EUA	PEER	07-01-1983	5	1.5	0.99
8	Coalinga, EUA	PEER	02-05-1983	6.2	5.8	5.65
9	Coalinga, EUA	PEER	22-07-1983	6.5	8.24	7.19
10	Borah Peak, EUA	PEER	28-10-1983	6.9	0.84	0.54
11	Chalfant Valley, EUA	PEER	21-10-1986	6.4	3.92	1.41
12	Edgecombe, Nova Zelândia	PEER	02-03-1987	6.3	2.51	0.54

	Local	Base de Dados	Data	Magnitude (Mw)	PGA mainshock (m/s ²)	PGA aftershock (m/s ²)
13	Whittier Narrows, EUA	PEER	01-10-1987	5.9	6.31	2.56
14	Landers, EUA	PEER	28-06-1992	7.3	7.13	4.72
15	Northridge, EUA	PEER	17-01-1994	6.7	9.71	1.62
16	Jiashi, China	PEER	05-04-1997	5.9	2.29	1.23
17	Chi-Chi, China	PEER	20-09-1999	7.6	0.42	4.7
18	Christchurch, Nova Zelândia	GeoNet	03-09-2010	7	6.71	0.54
19	Christchurch, Nova Zelândia	GeoNet	13-06-2011	6	18.22	1.4
20	Christchurch, Nova Zelândia	GeoNet	21-02-2011	6.3	14.3	5.51
21	Emilia Romagna, Itália	ITACA	20-05-2012	5.9	0.42	0.11
22	Emilia Romagna, Itália	ITACA	29-05-2012	5.8	0.21	0.2
23	Friuli, Itália	ITACA	06-05-1975	6.4	3.09	1.15
24	Friuli, Itália	ITACA	11-09-1975	5.2	2.39	3.22
25	Friuli, Itália	ITACA	15-09-1975	5.9	6.36	2.5
26	Irpinia, Itália	ITACA	23-11-1980	6.9	3.1	0.45
27	L'Aquila, Itália	ITACA	06-04-2009	6.3	6.44	3.39
28	Molise, Itália	ITACA	31-10-2002	5.7	0.48	0.22
29	Umbria Marche, Itália	ITACA	26-09-1997	5.7	4.86	4.92
30	Val Comino, Itália	ITACA	07-05-1984	5.9	1.43	0.33

ANEXO C

FUNÇÕES DE FRAGILIDADE

Apresenta-se neste anexo as funções de fragilidade obtidas para cada pilar das cinco pontes em análise, de acordo com três abordagens de cálculo diferentes.

A apresentação dos resultados estará dividida em duas partes, na primeira parte serão apresentadas as funções de fragilidade para as pontes sujeitas apenas aos sismos principais e na segunda parte serão apresentados os resultados para a sequência do sismo principal e réplicas.

Para o cálculo das curvas de fragilidade devido à ação das réplicas apenas se considerou o pilar mais condicionante de cada ponte. Nesta análise, escalou-se os *aftershocks* partindo de um determinado nível de dano provocado pelo *mainshock* (LS1, LS2 ou LS3), até uma intensidade sísmica de 6g de forma a que pelo menos 20 registos sísmicos conduzissem ao LS4.

5.6.1. SISMO PRINCIPAL (*MAINSHOCK*)

5.6.1.1. Ponte 1

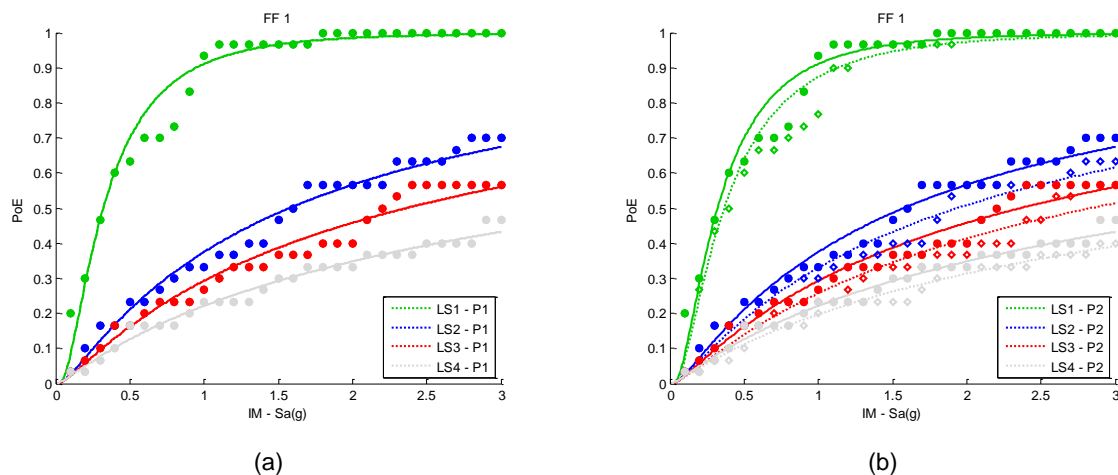


Fig. C. 1 - Resultados obtidos segundo a abordagem 1 para a ponte 1; (a) Resultados para o pilar 1; (b) Resultados para o pilar 2.

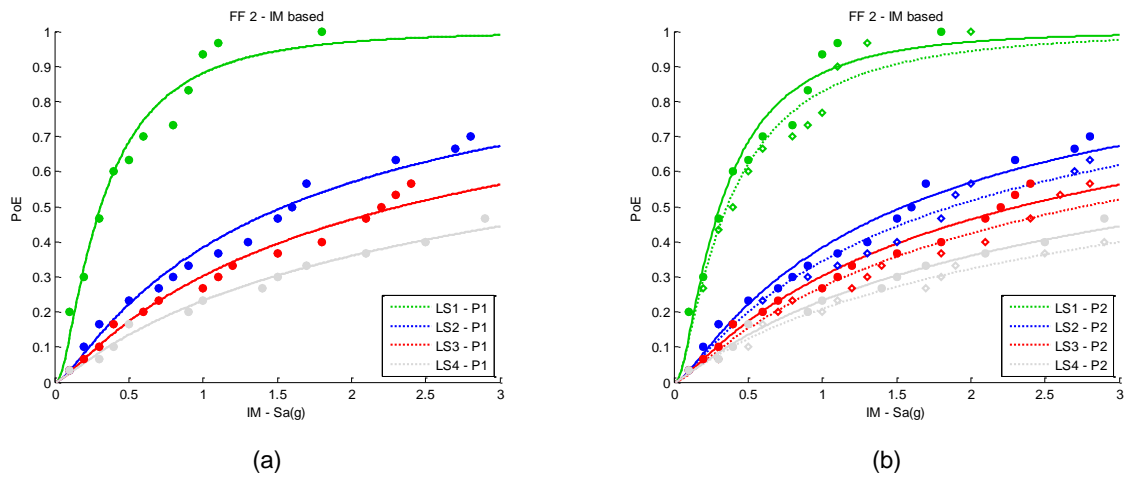


Fig. C. 2 – Resultados obtidos segundo a abordagem 2 para a ponte 1; (a) Resultados para o pilar 1; (b) Resultados para o pilar 2.

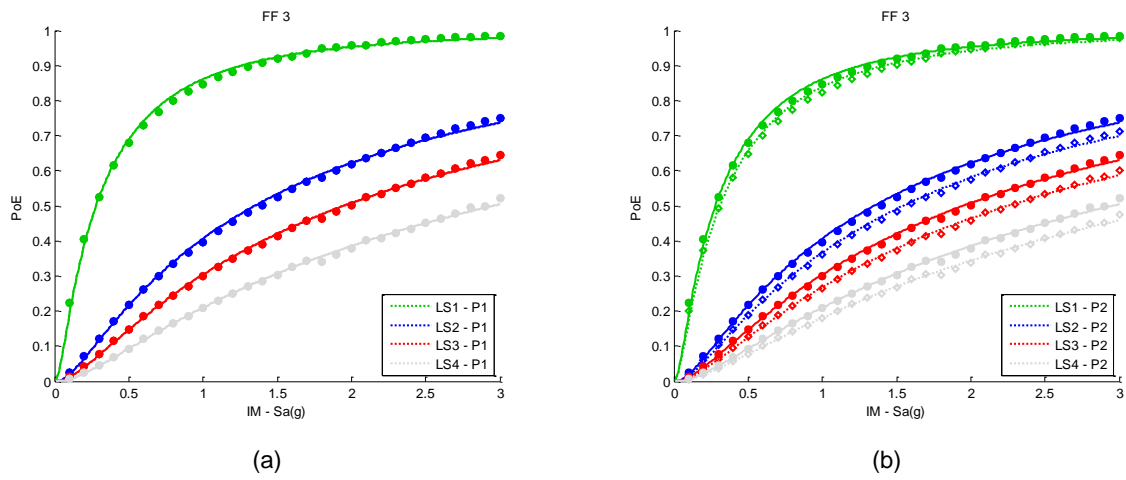


Fig. C. 3 - Resultados obtidos segundo a abordagem 3 para a ponte 1; (a) Resultados para o pilar 1; (b) Resultados para o pilar 2.

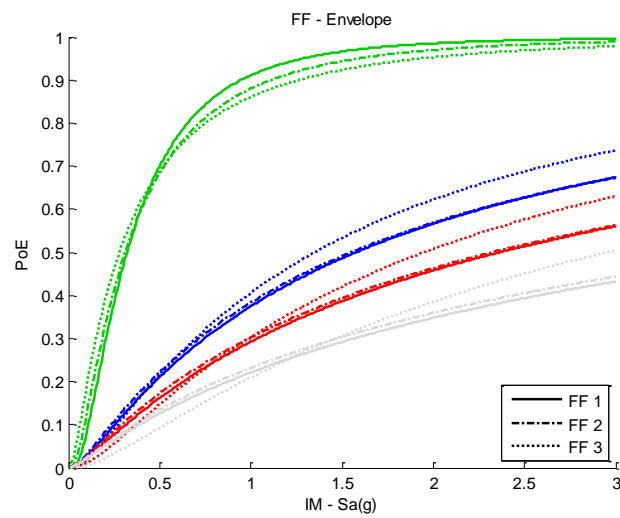


Fig. C. 4 - Envelope dos resultados obtidos, para a ponte 1, pelas três abordagens.

5.6.1.2. Ponte 2

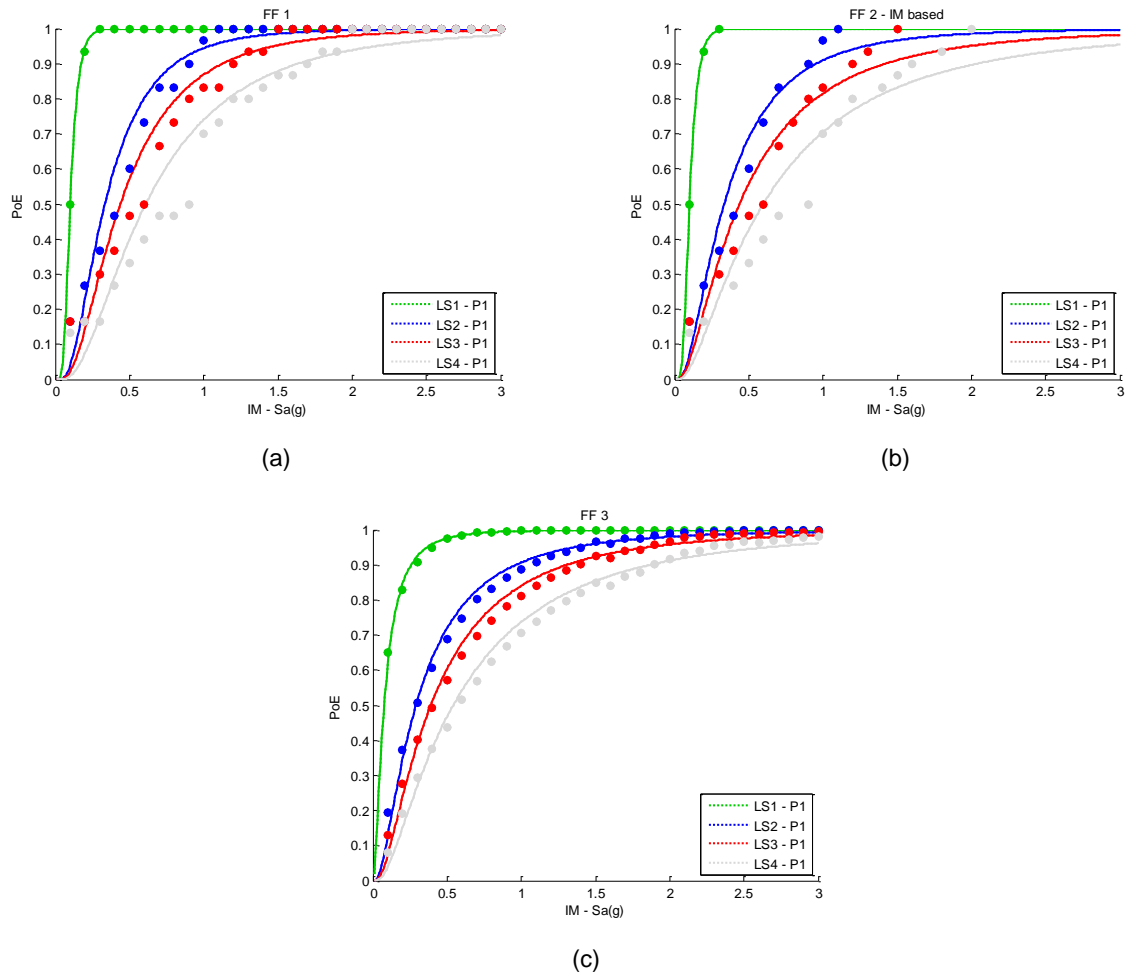


Fig. C. 5- Resultados obtidos para a ponte 2; (a) Segundo a abordagem 1; (b) Segundo a abordagem 2; (c) Segundo a abordagem 3.

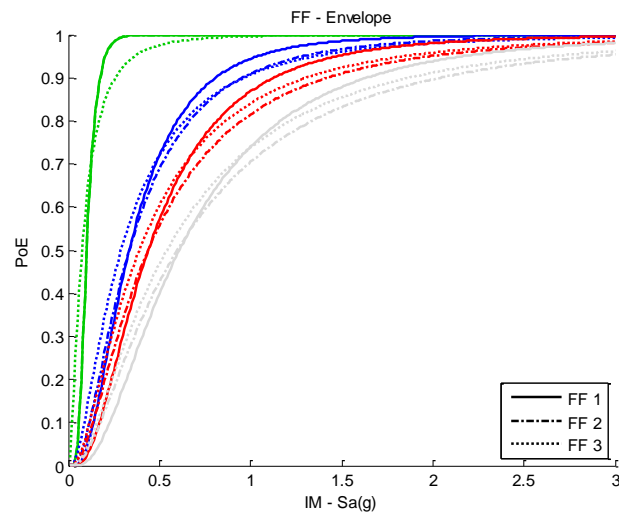


Fig. C. 6 - Envelope dos resultados obtidos, para a ponte 2, pelas três abordagens.

5.6.1.3. Ponte 3

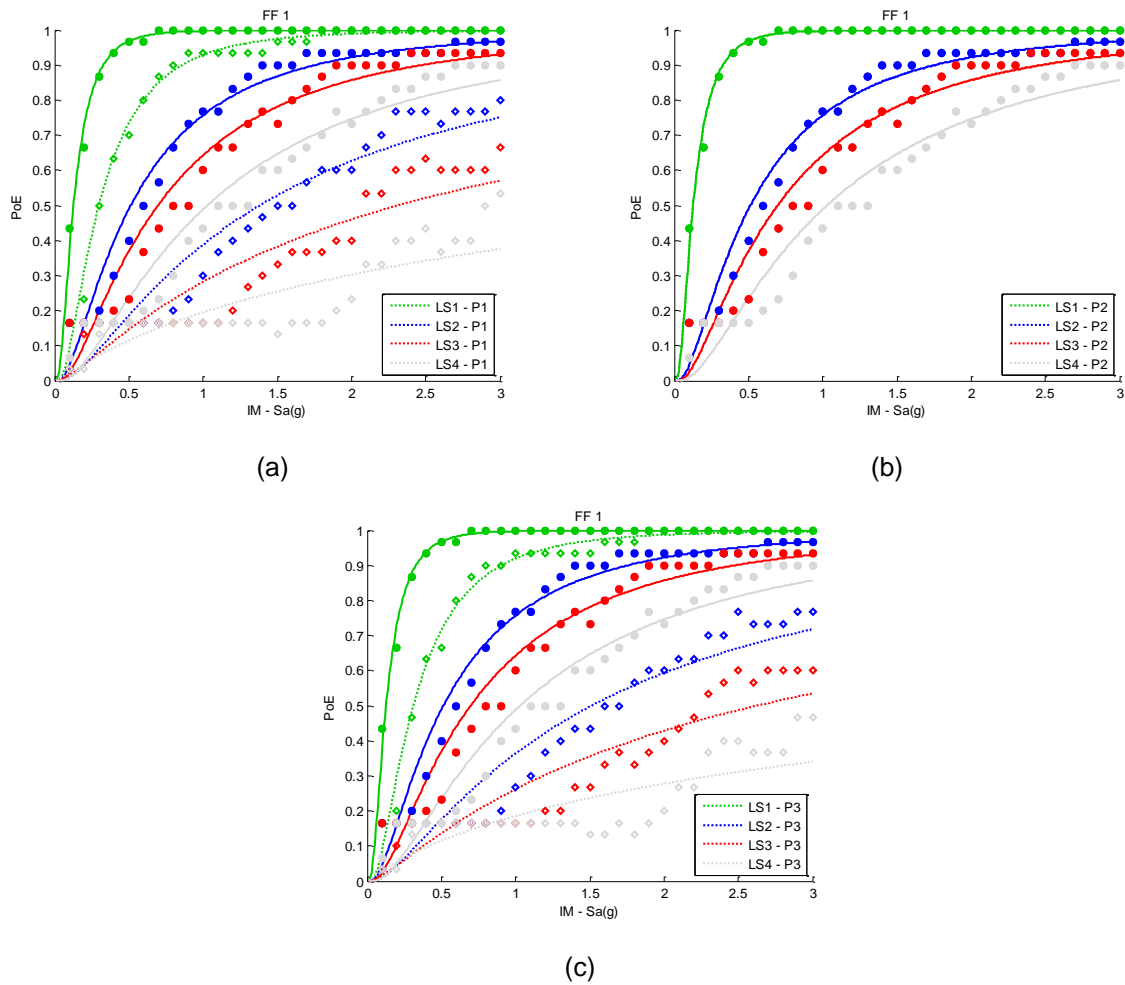
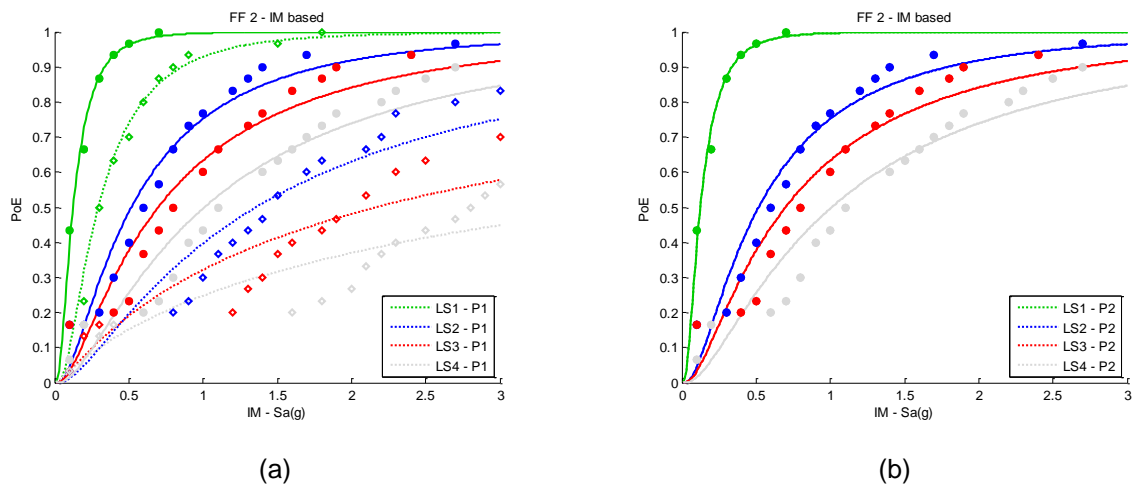
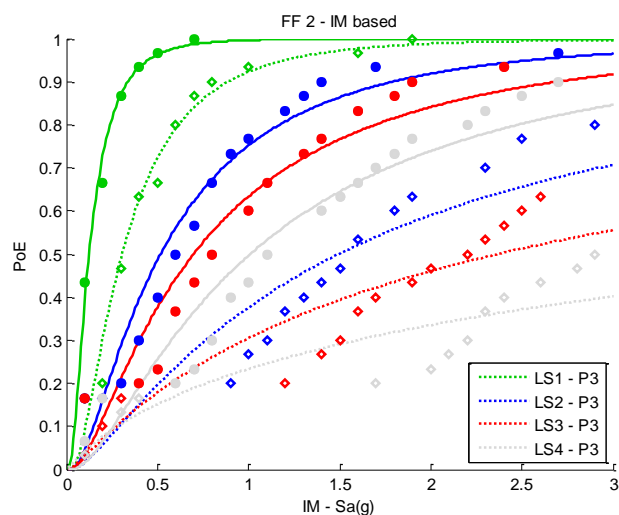


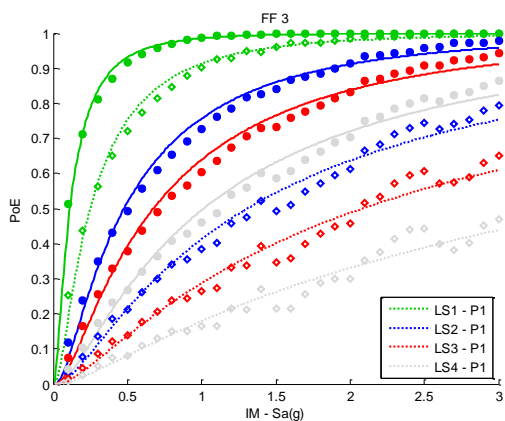
Fig. C. 7 - Resultados obtidos segundo a abordagem 1 para a ponte 3; (a) Resultados para o pilar 1; (b) Resultados para o pilar 2; (c) Resultados para o pilar 3.



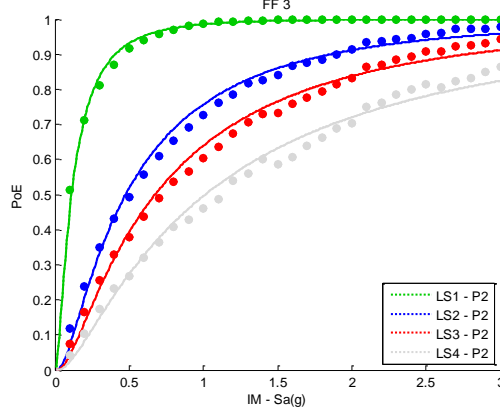


(c)

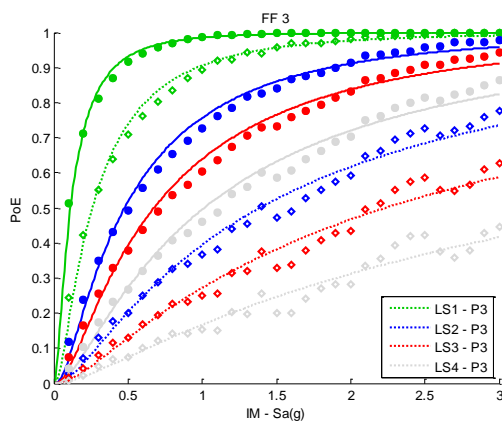
Fig. C. 8 - Resultados obtidos segundo a abordagem 2 para a ponte 3; (a) Resultados para o pilar 1; (b) Resultados para o pilar 2; (c) Resultados para o pilar 3.



(a)



(b)



(c)

Fig. C. 9 - Resultados obtidos segundo a abordagem 3 para a ponte 3; (a) Resultados para o pilar 1; (b) Resultados para o pilar 2; (c) Resultados para o pilar 3.

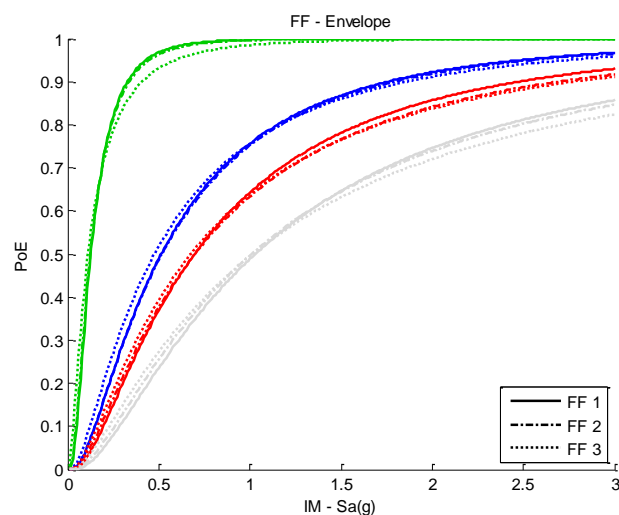


Fig. C. 10 - Envelope dos resultados obtidos, para a ponte 3, pelas três abordagens.

5.6.1.4. Ponte 4

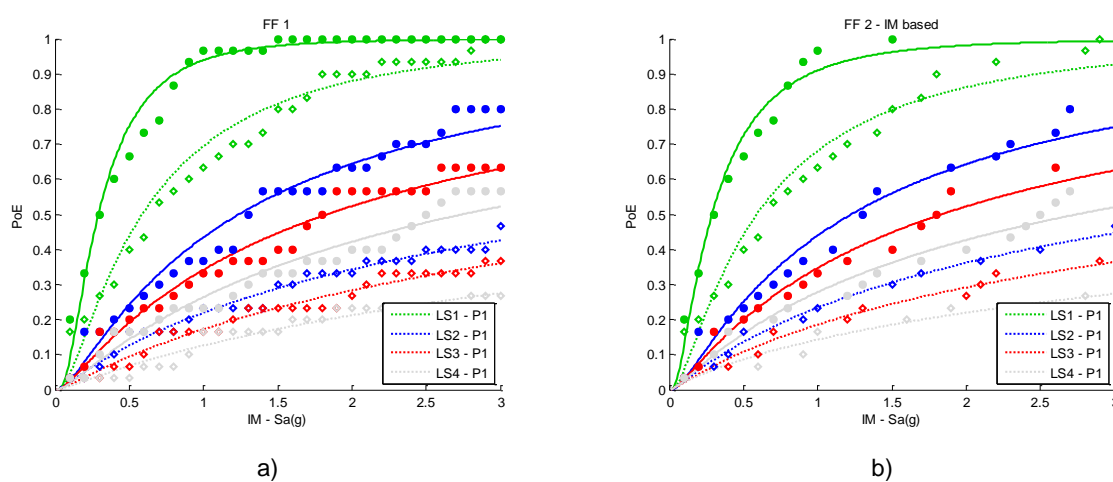


Fig. C. 11 - Resultados obtidos segundo a abordagem 1 para a ponte 4; (a) Resultados para o pilar 1; (b) Resultados para o pilar 2.

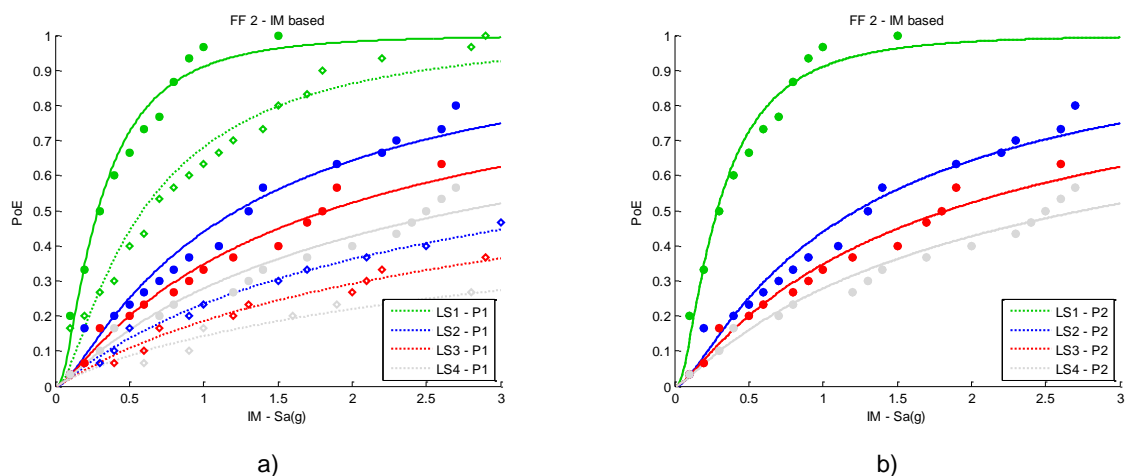


Fig. C. 12 - Resultados obtidos segundo a abordagem 2 para a ponte 4; (a) Resultados para o pilar 1; (b) Resultados para o pilar 2.

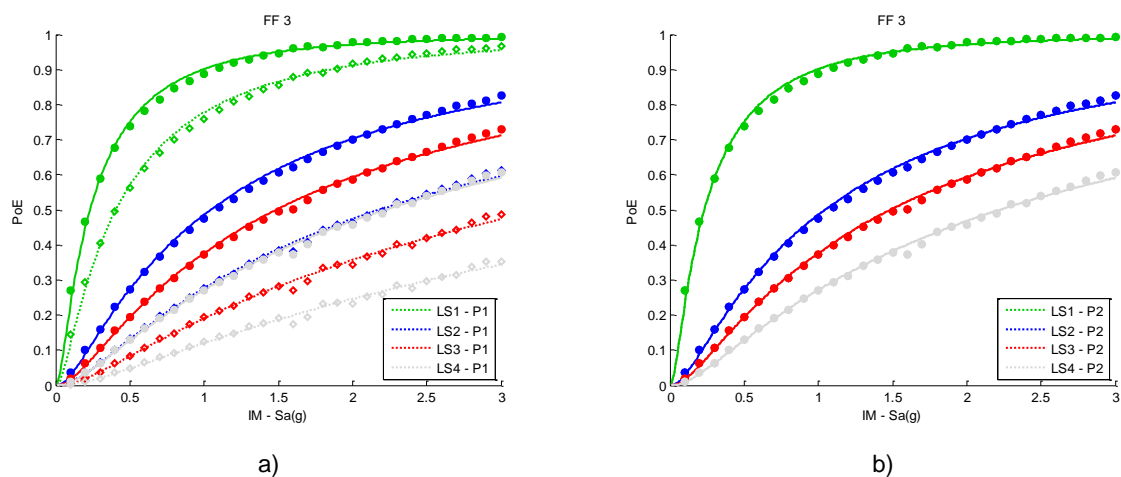


Fig. C. 13 - Resultados obtidos segundo a abordagem 3 para a ponte 4; (a) Resultados para o pilar 1; (b) Resultados para o pilar 2.

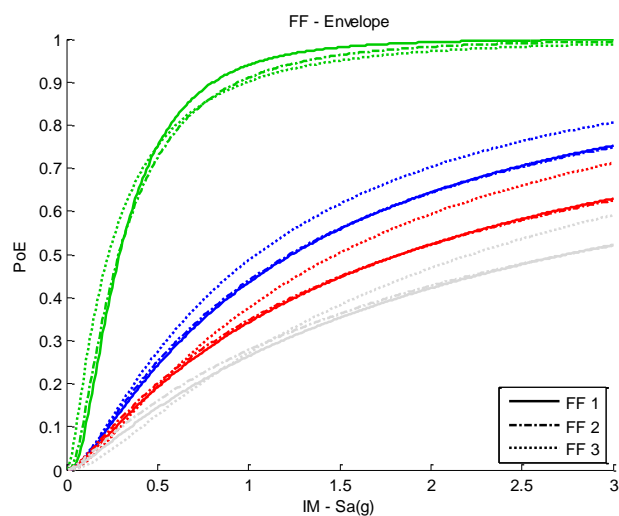


Fig. C. 14 - Envelope dos resultados obtidos, para a ponte 4, pelas três abordagens.

5.6.1.5. Ponte 5

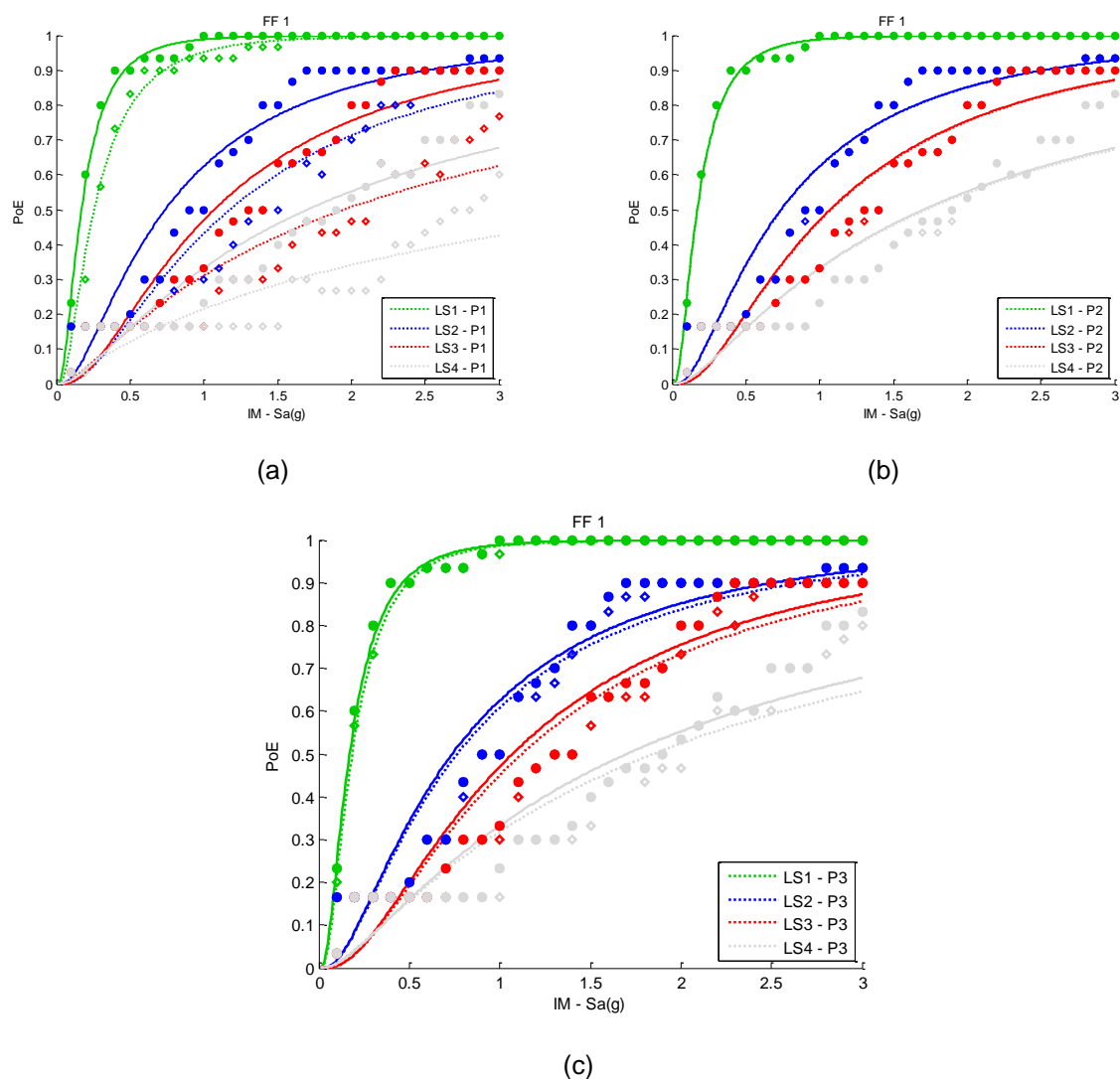
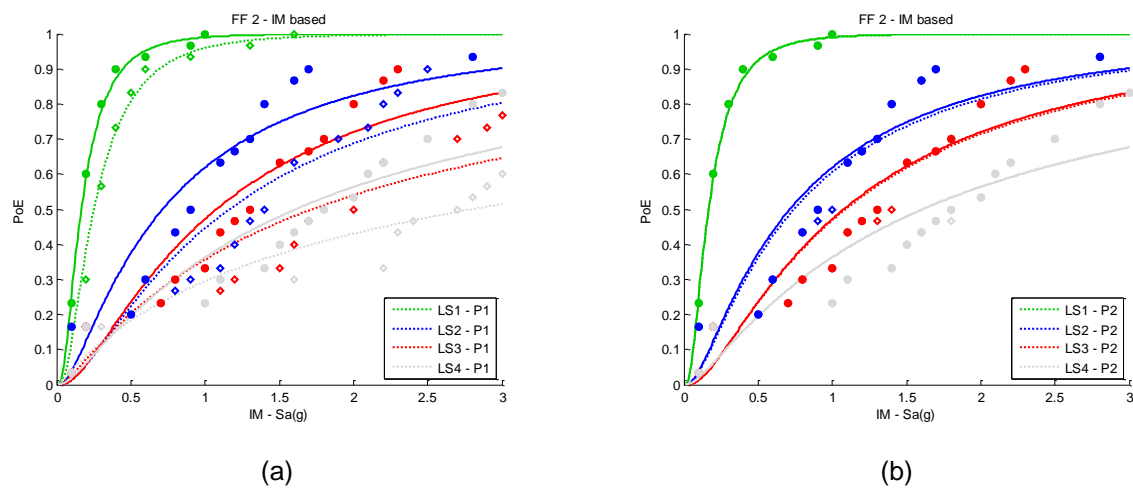
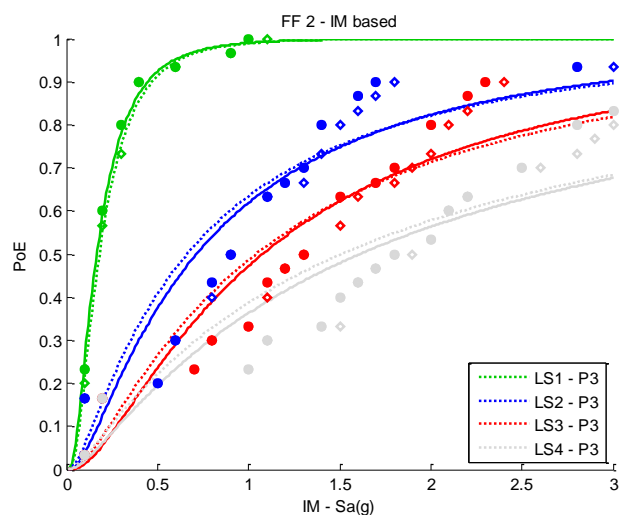


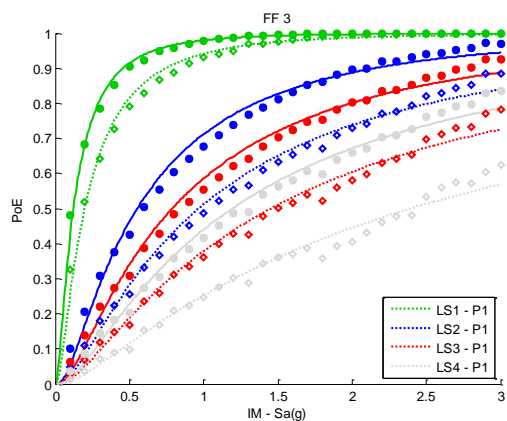
Fig. C. 15 - Resultados obtidos segundo a abordagem 1 para a ponte 5; (a) Resultados para o pilar 1; (b) Resultados para o pilar 2.; (c) Resultados para o pilar 3.



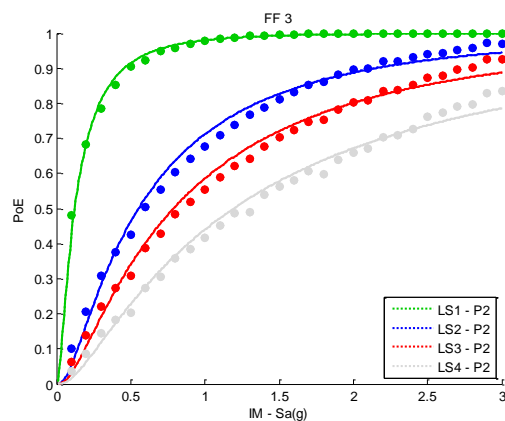


(c)

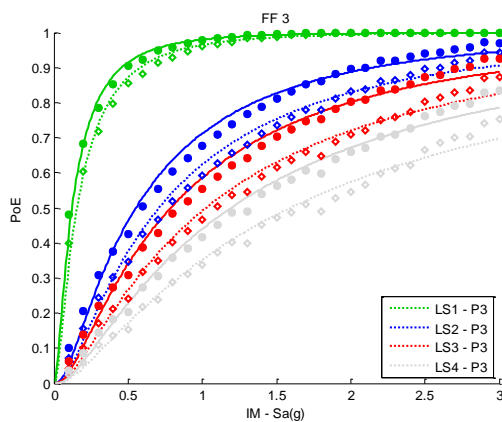
Fig. C. 16 - Resultados obtidos segundo a abordagem 2 para a ponte 5; (a) Resultados para o pilar 1; (b) Resultados para o pilar 2.; (c) Resultados para o pilar 3.



(a)



(b)



(c)

Fig. C. 17 - Resultados obtidos segundo a abordagem 3 para a ponte 5; (a) Resultados para o pilar 1; (b) Resultados para o pilar 2.; (c) Resultados para o pilar 3.

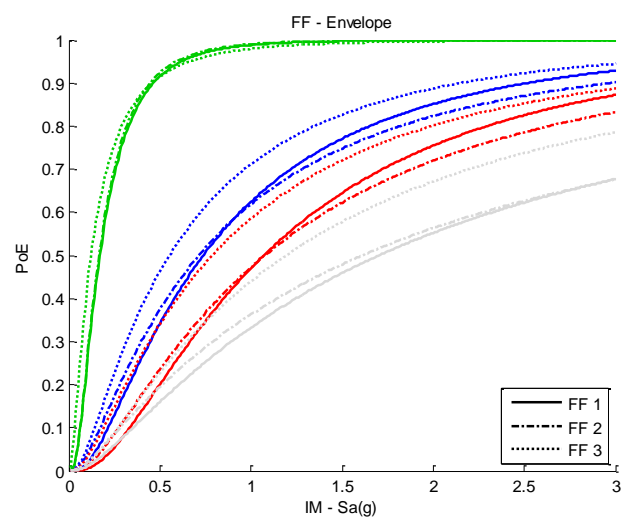


Fig. C. 18 - Envolvente dos resultados obtidos, para a ponte 5, pelas três abordagens.

5.6.2. RÉPLICAS (AFTERSHOCKS)

5.6.2.1. Ponte 1

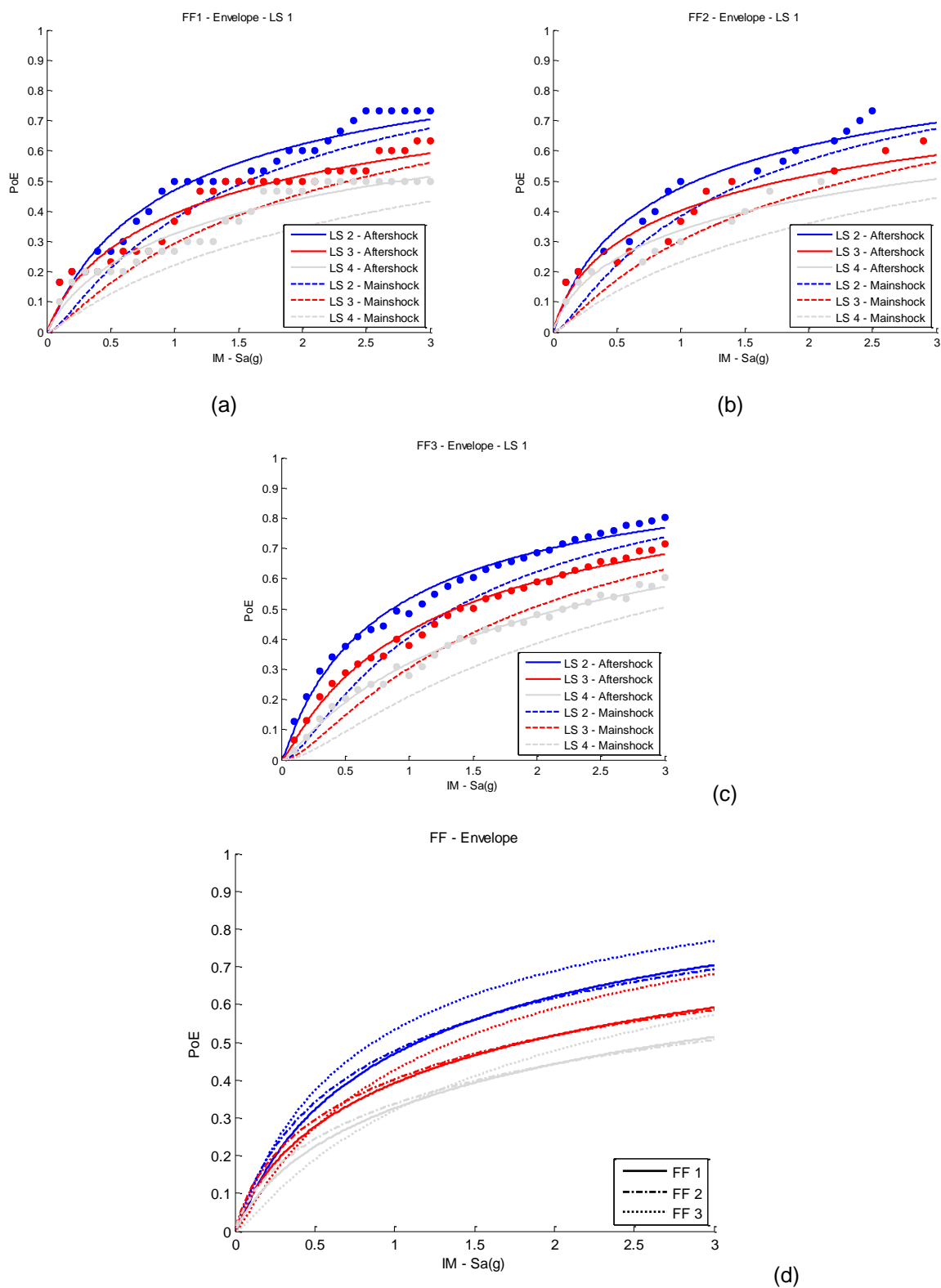


Fig. C. 19 - Curvas de fragilidade da ponte 1 quando sujeita à ação de réplicas após um mainshock que conduziu ao LS1; (a) Pela abordagem 1; (b) Pela abordagem 2; (c) Pela abordagem 3; (d) Envelope de resultados.

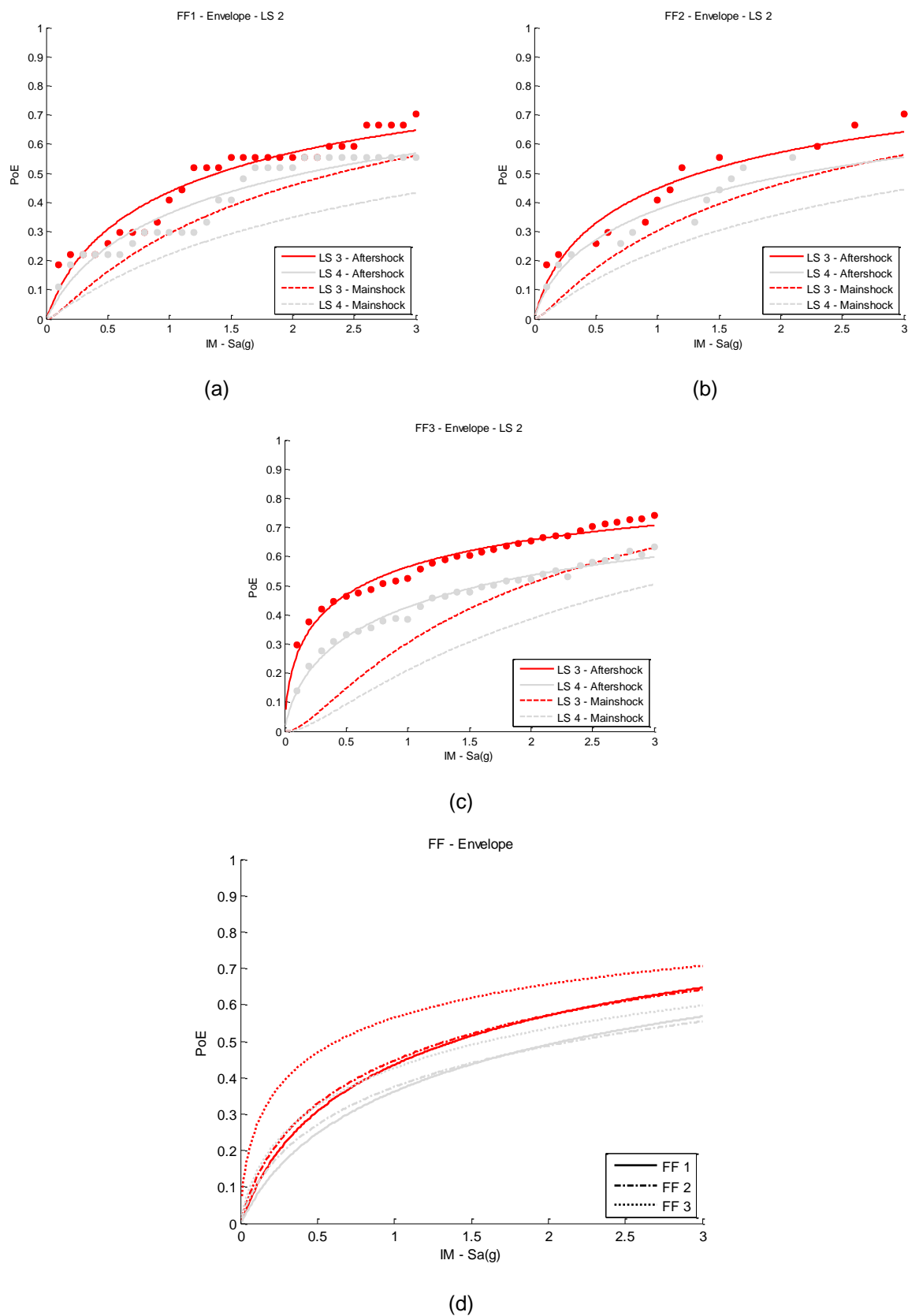


Fig. C. 20 - Curvas de fragilidade da ponte 1 quando sujeita à ação de réplicas após um mainshock que conduziu ao LS2; (a) Pela abordagem 1; (b) Pela abordagem 2; (c) Pela abordagem 3; (d) Envolvente de resultados.

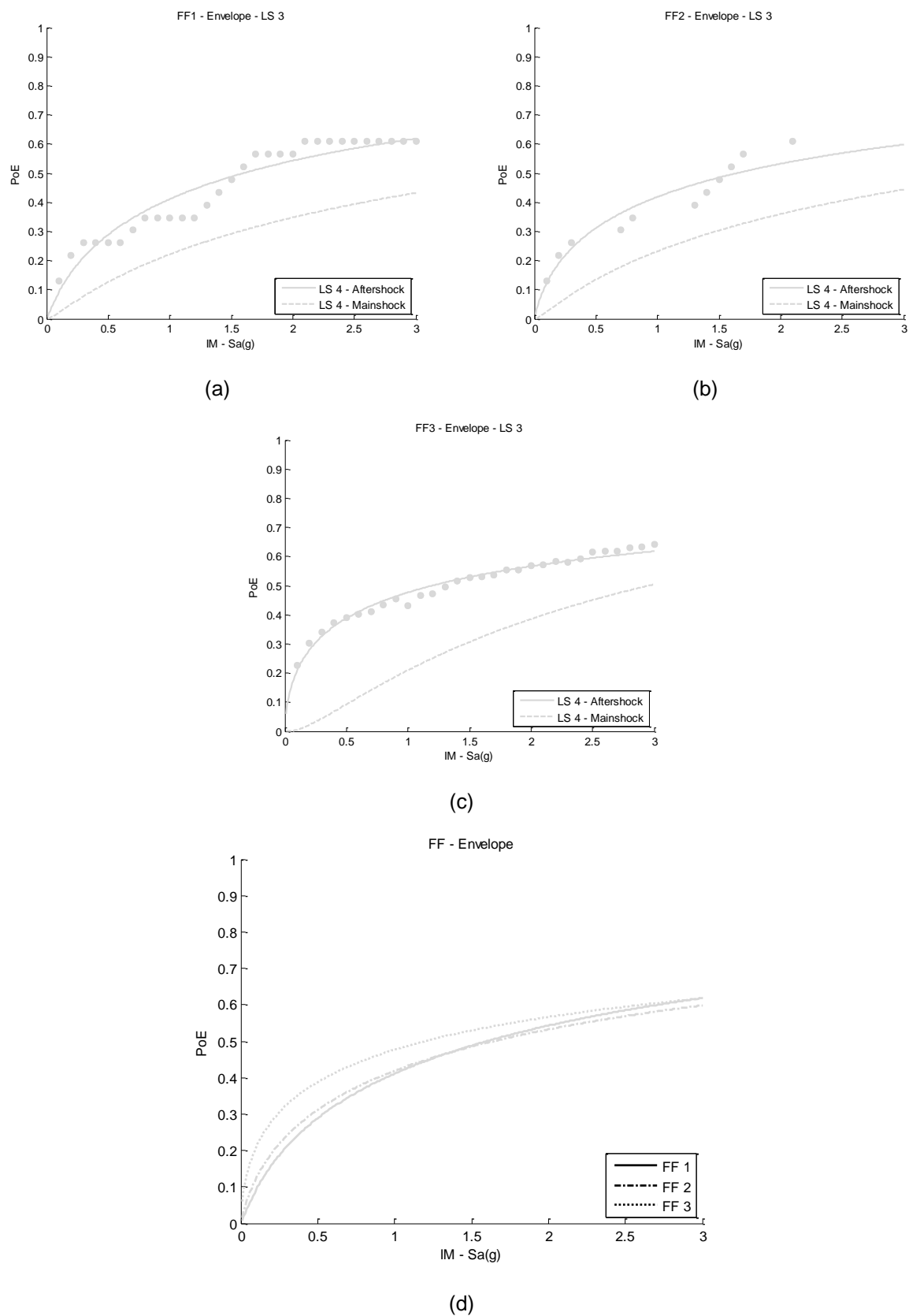


Fig. C. 21 - Curvas de fragilidade da ponte 1 quando sujeita à ação de réplicas após um mainshock que conduziu ao LS3; (a) Pela abordagem 1; (b) Pela abordagem 2; (c) Pela abordagem 3; (d) Envelope de resultados.

5.6.2.2. Ponte 2

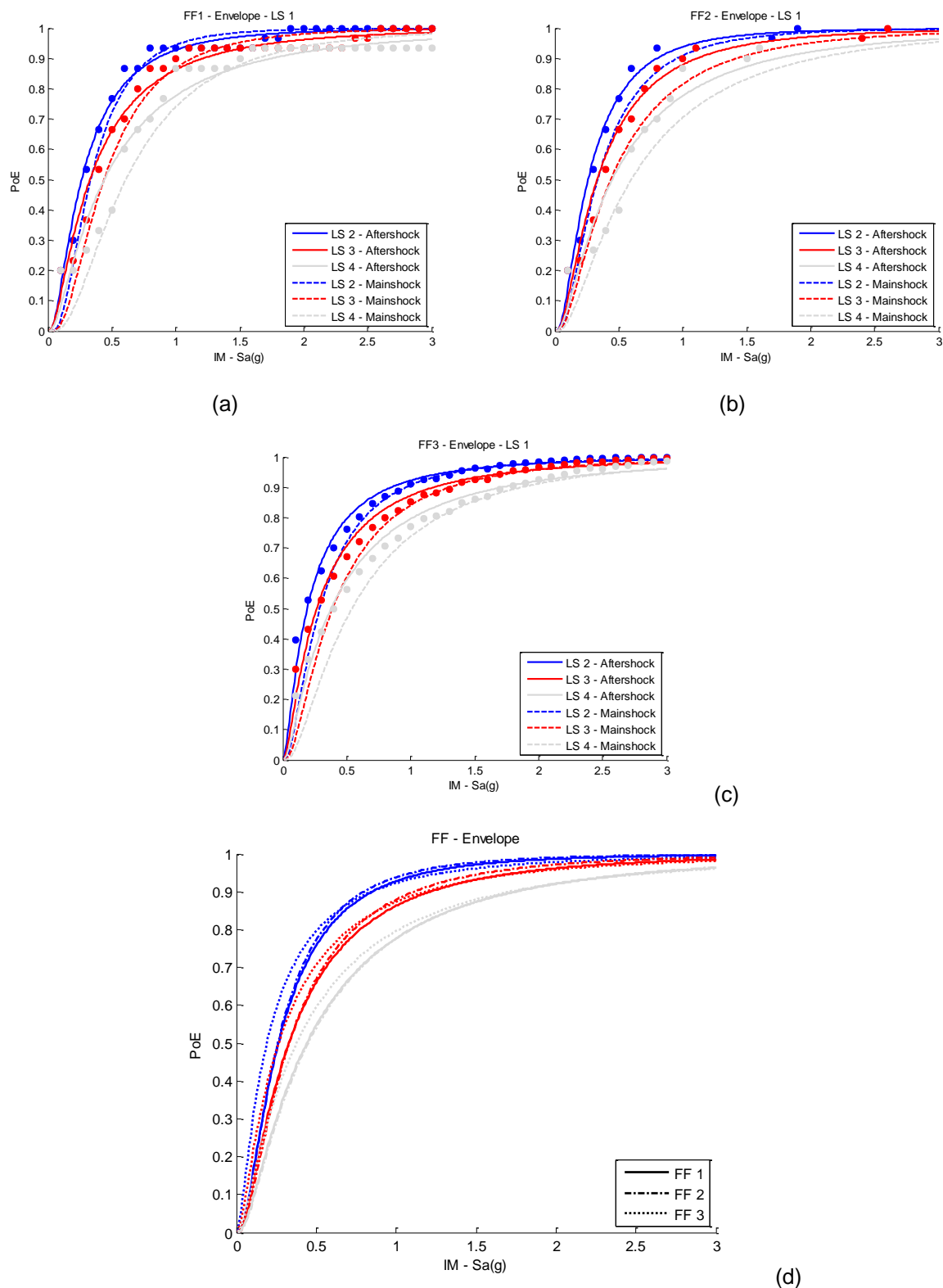


Fig. C. 22 - Curvas de fragilidade da ponte 2 quando sujeita à ação de réplicas após um mainshock que conduziu ao LS1; (a) Pela abordagem 1; (b) Pela abordagem 2; (c) Pela abordagem 3; (d) Envelope de resultados.

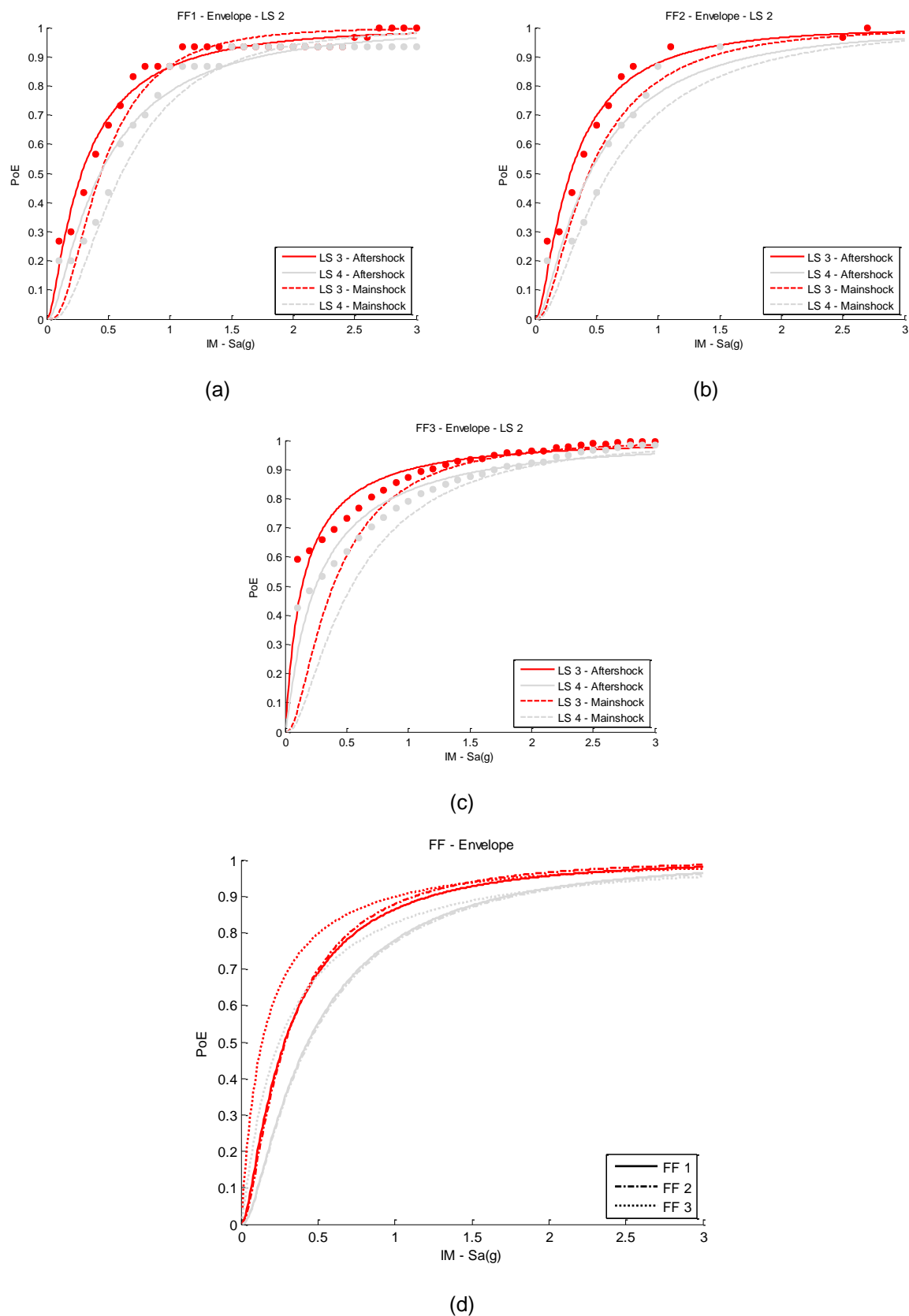


Fig. C. 23 - Curvas de fragilidade da ponte 2 quando sujeita à ação de réplicas após um mainshock que conduziu ao LS2; (a) Pela abordagem 1; (b) Pela abordagem 2; (c) Pela abordagem 3; (d) Envelope de resultados.

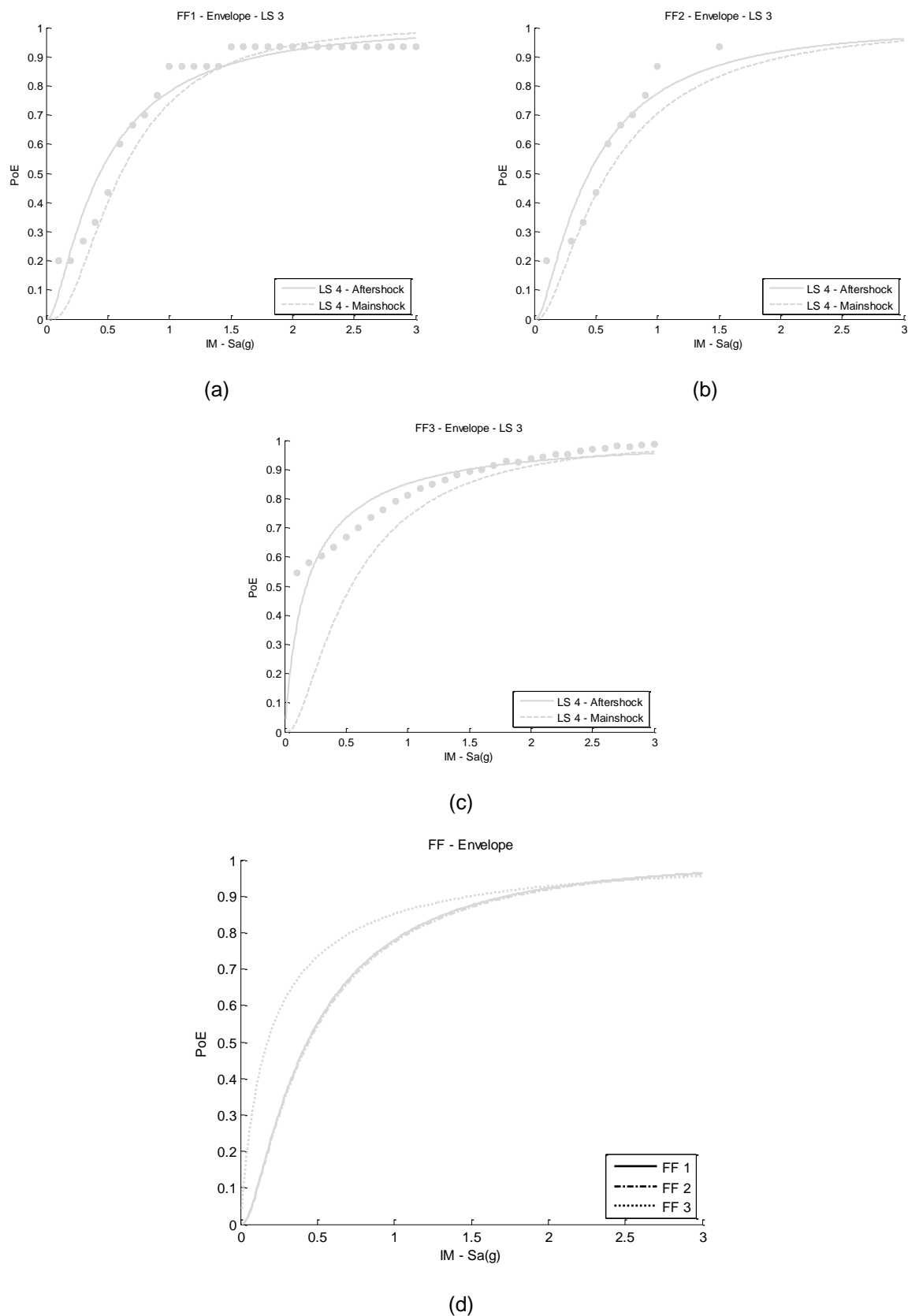


Fig. C. 24 - Curvas de fragilidade da ponte 2 quando sujeita à ação de réplicas após um mainshock que conduziu ao LS3; (a) Pela abordagem 1; (b) Pela abordagem 2; (c) Pela abordagem 3; (d) Envelope de resultados.

5.6.2.3. Ponte 3

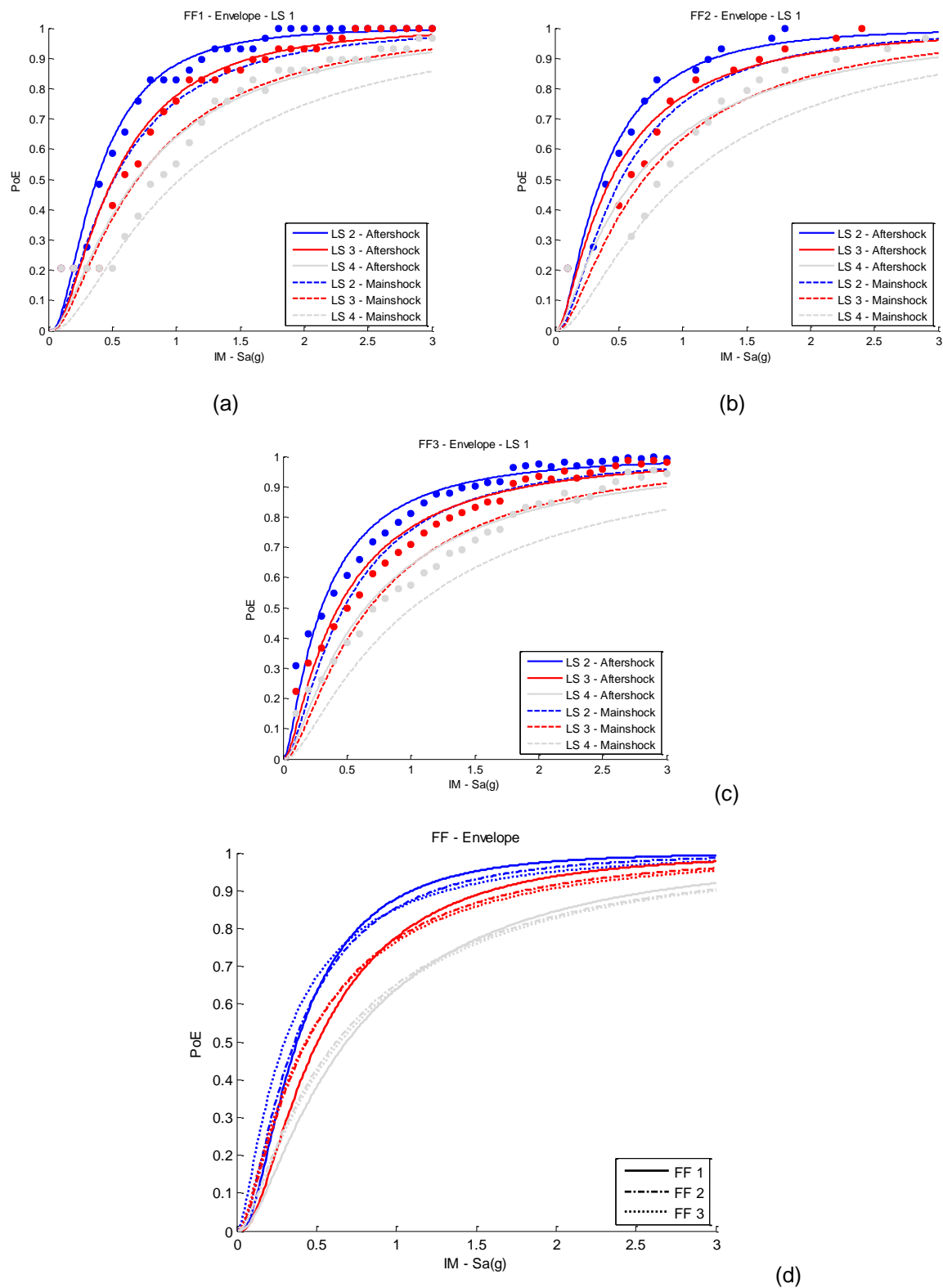


Fig. C. 25 - Curvas de fragilidade da ponte 3 quando sujeita à ação de réplicas após um mainshock que conduziu ao LS1; (a) Pela abordagem 1; (b) Pela abordagem 2; (c) Pela abordagem 3; (d) Envelope de resultados.

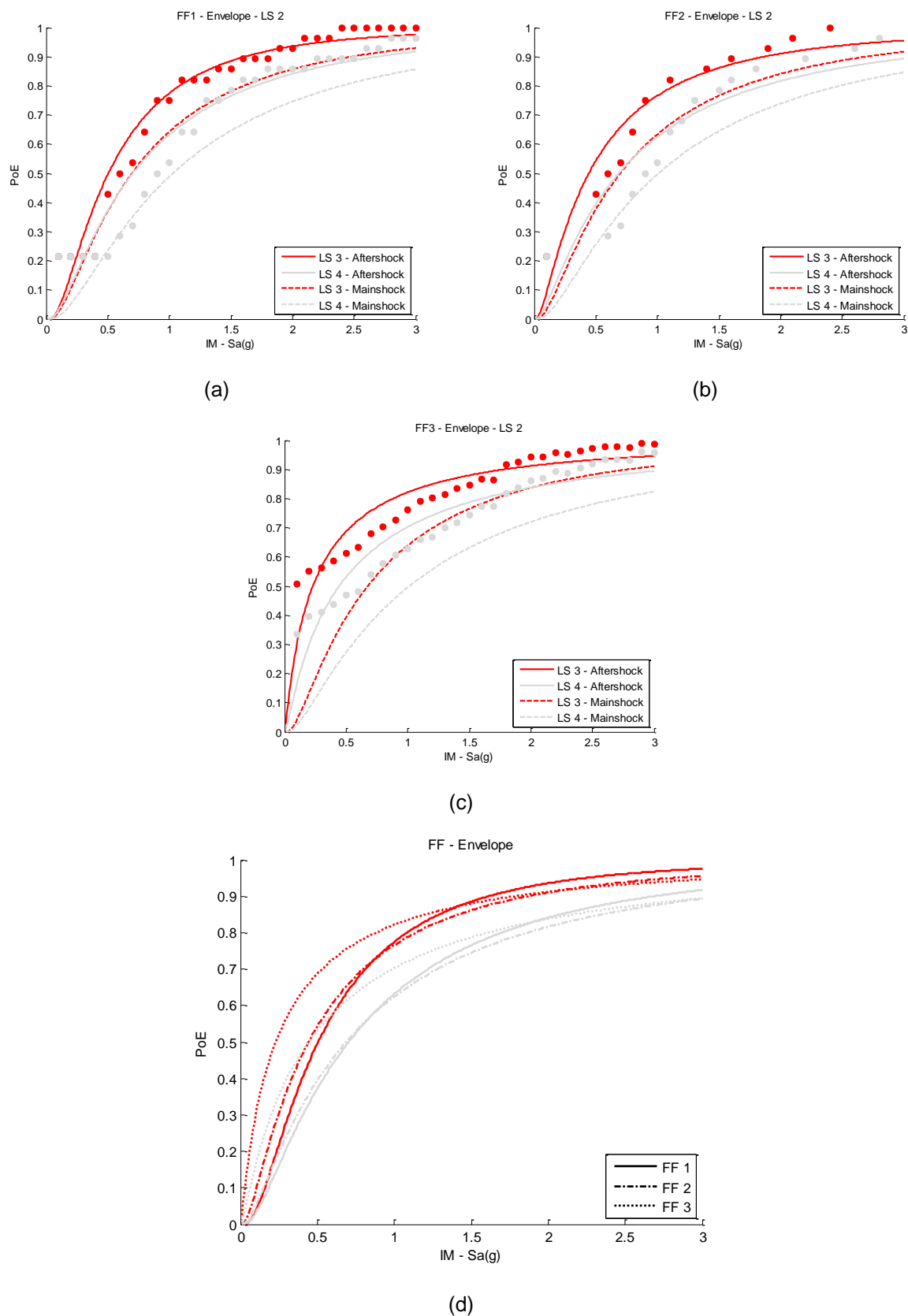


Fig. C. 26 - Curvas de fragilidade da ponte 3 quando sujeita à ação de réplicas após um mainshock que conduziu ao LS2; (a) Pela abordagem 1; (b) Pela abordagem 2; (c) Pela abordagem 3; (d) Envelope de resultados.

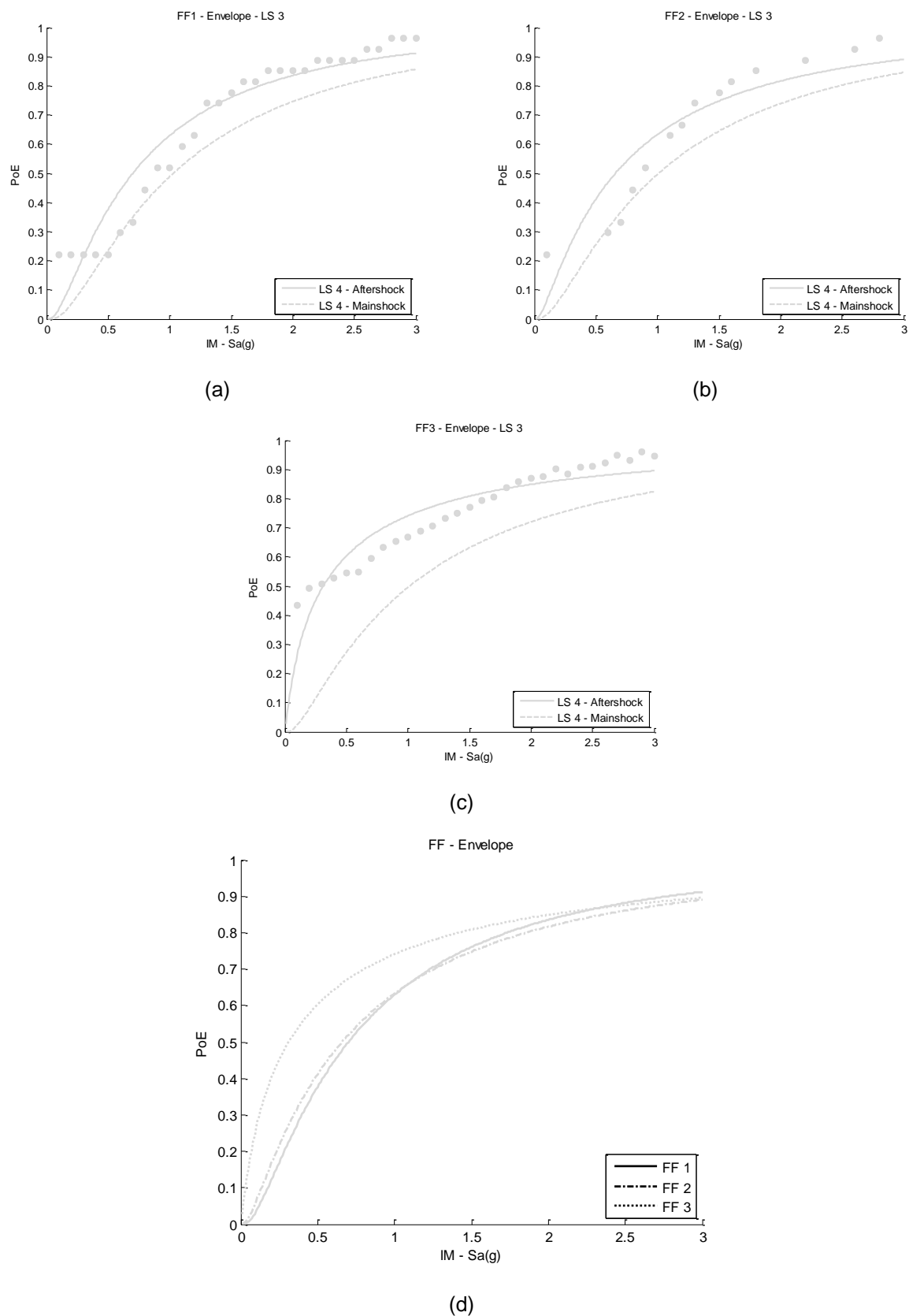


Fig. C. 27 - Curvas de fragilidade da ponte 3 quando sujeita à ação de réplicas após um mainshock que conduziu ao LS3; (a) Pela abordagem 1; (b) Pela abordagem 2; (c) Pela abordagem 3; (d) Envelope de resultados.

5.6.2.4. Ponte 4

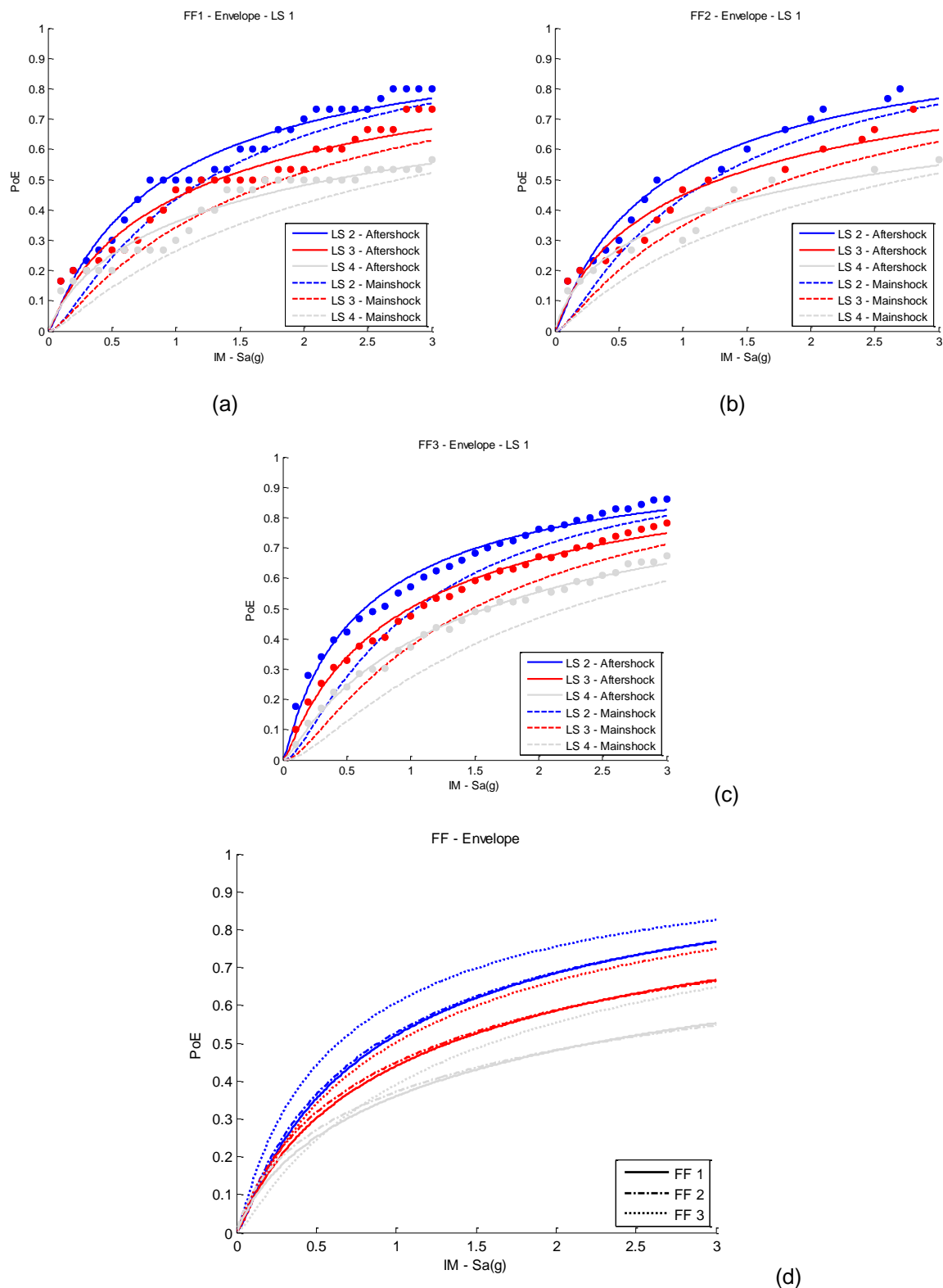


Fig. C. 28 - Curvas de fragilidade da ponte 4 quando sujeita à ação de réplicas após um mainshock que conduziu ao LS1; (a) Pela abordagem 1; (b) Pela abordagem 2; (c) Pela abordagem 3; (d) Envelope de resultados.

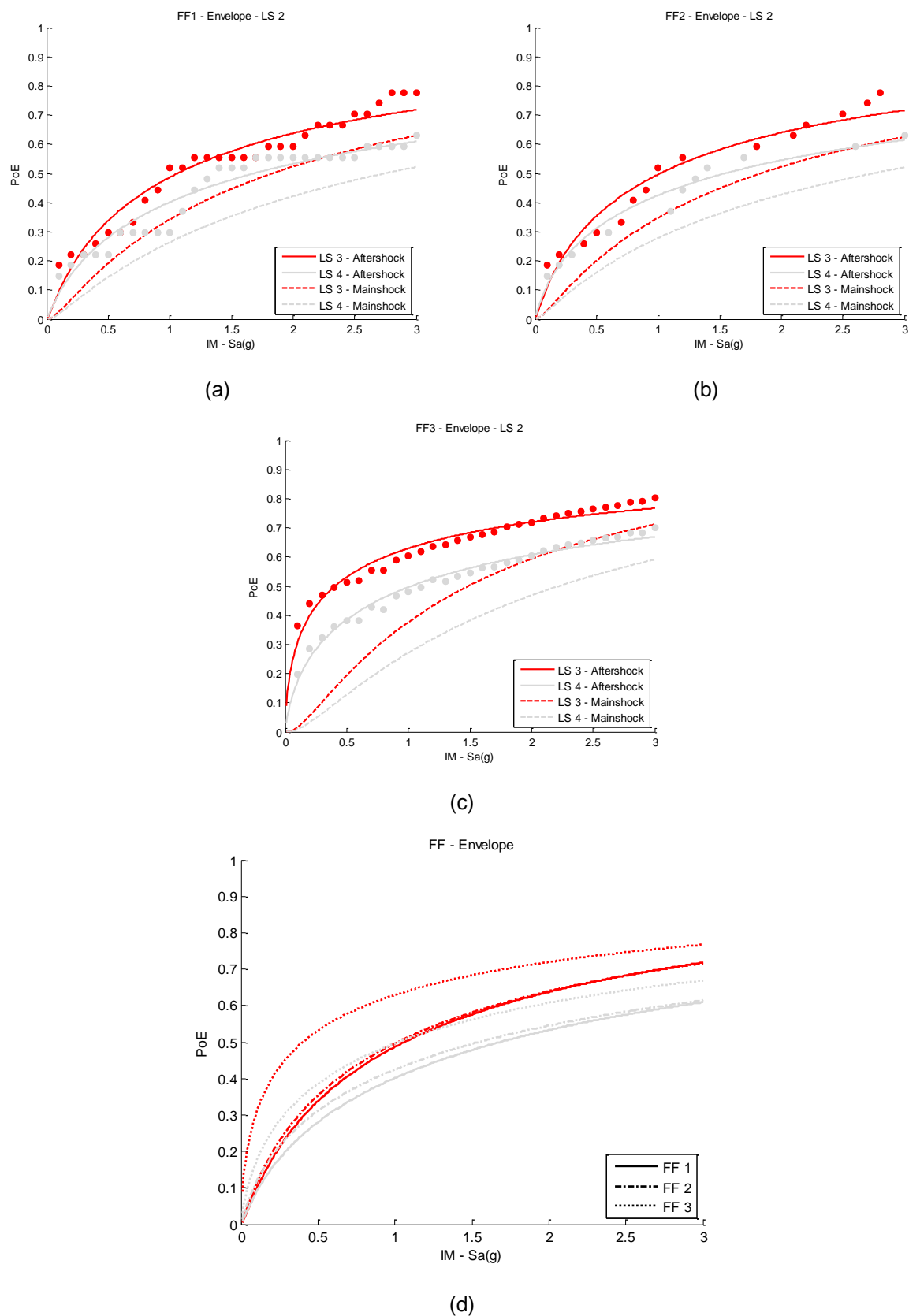


Fig. C. 29 - Curvas de fragilidade da ponte 4 quando sujeita à ação de réplicas após um mainshock que conduziu ao LS2; (a) Pela abordagem 1; (b) Pela abordagem 2; (c) Pela abordagem 3; (d) Envelope de resultados.

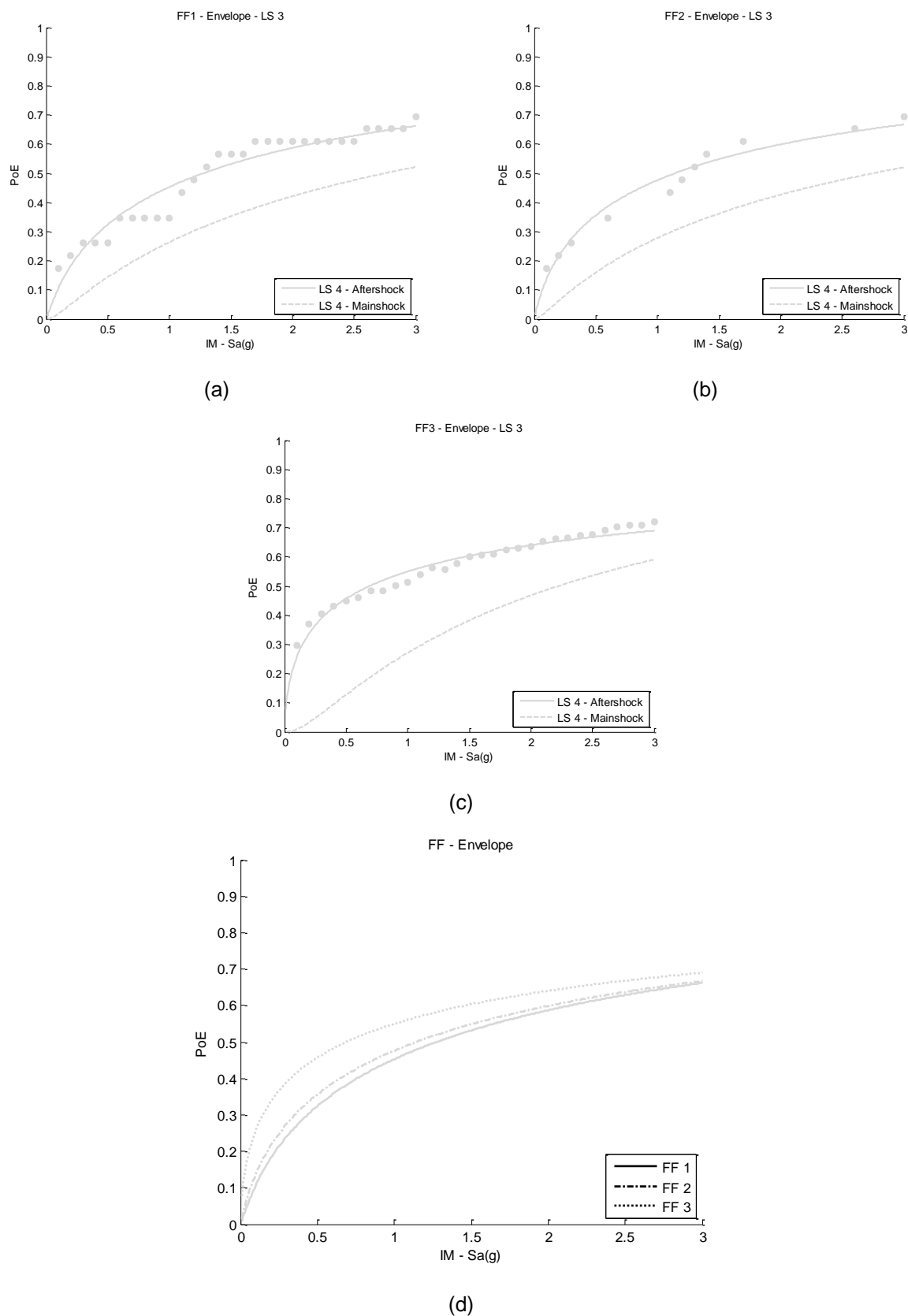


Fig. C. 30 - Curvas de fragilidade da ponte 4 quando sujeita à ação de réplicas após um mainshock que conduziu ao LS3; (a) Pela abordagem 1; (b) Pela abordagem 2; (c) Pela abordagem 3; (d) Envelope de resultados.

5.6.2.5. Ponte 5

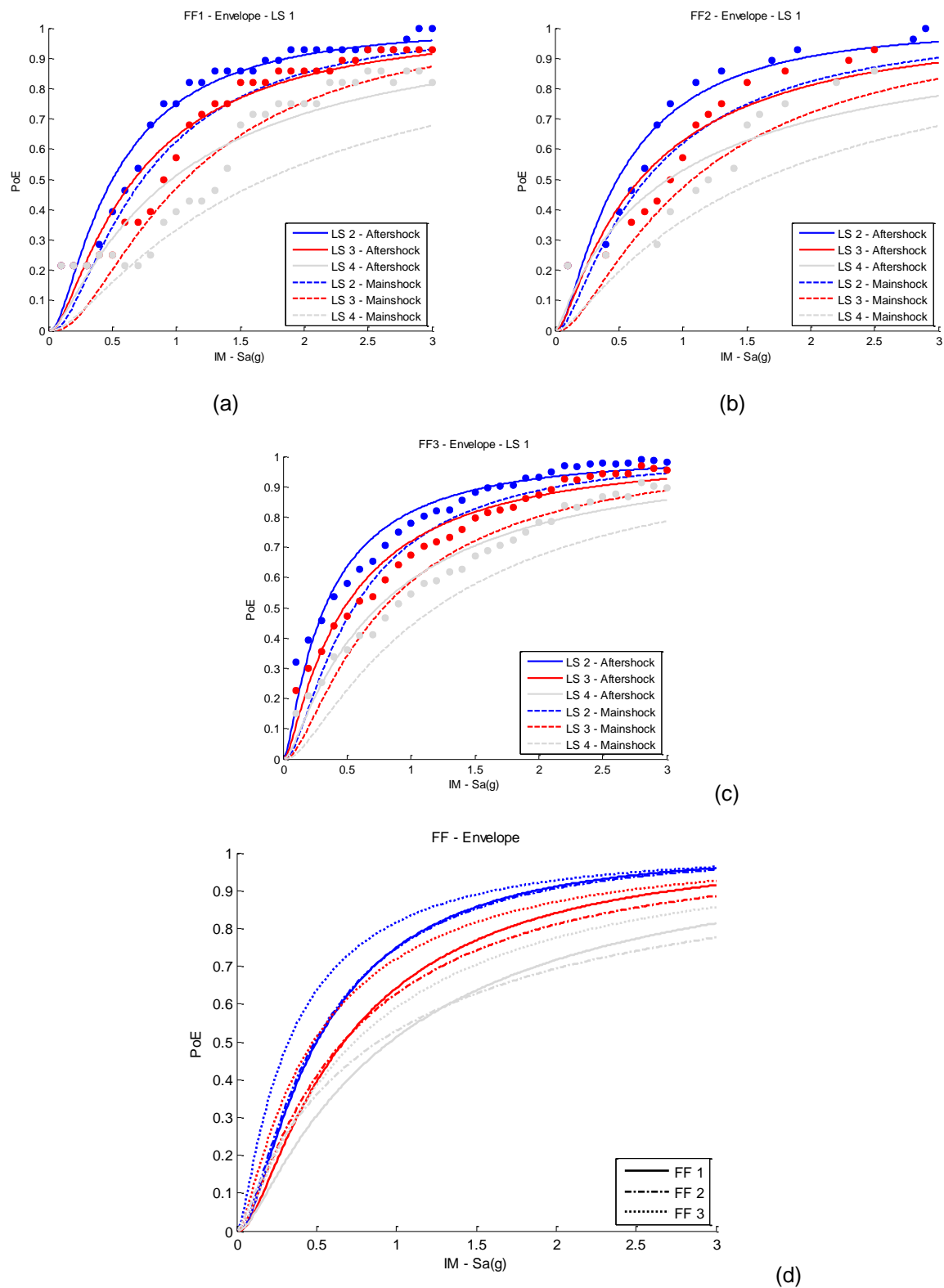


Fig. C. 31 - Curvas de fragilidade da ponte 5 quando sujeita à ação de réplicas após um mainshock que conduziu ao LS1; (a) Pela abordagem 1; (b) Pela abordagem 2; (c) Pela abordagem 3; (d) Envolvente de resultados.

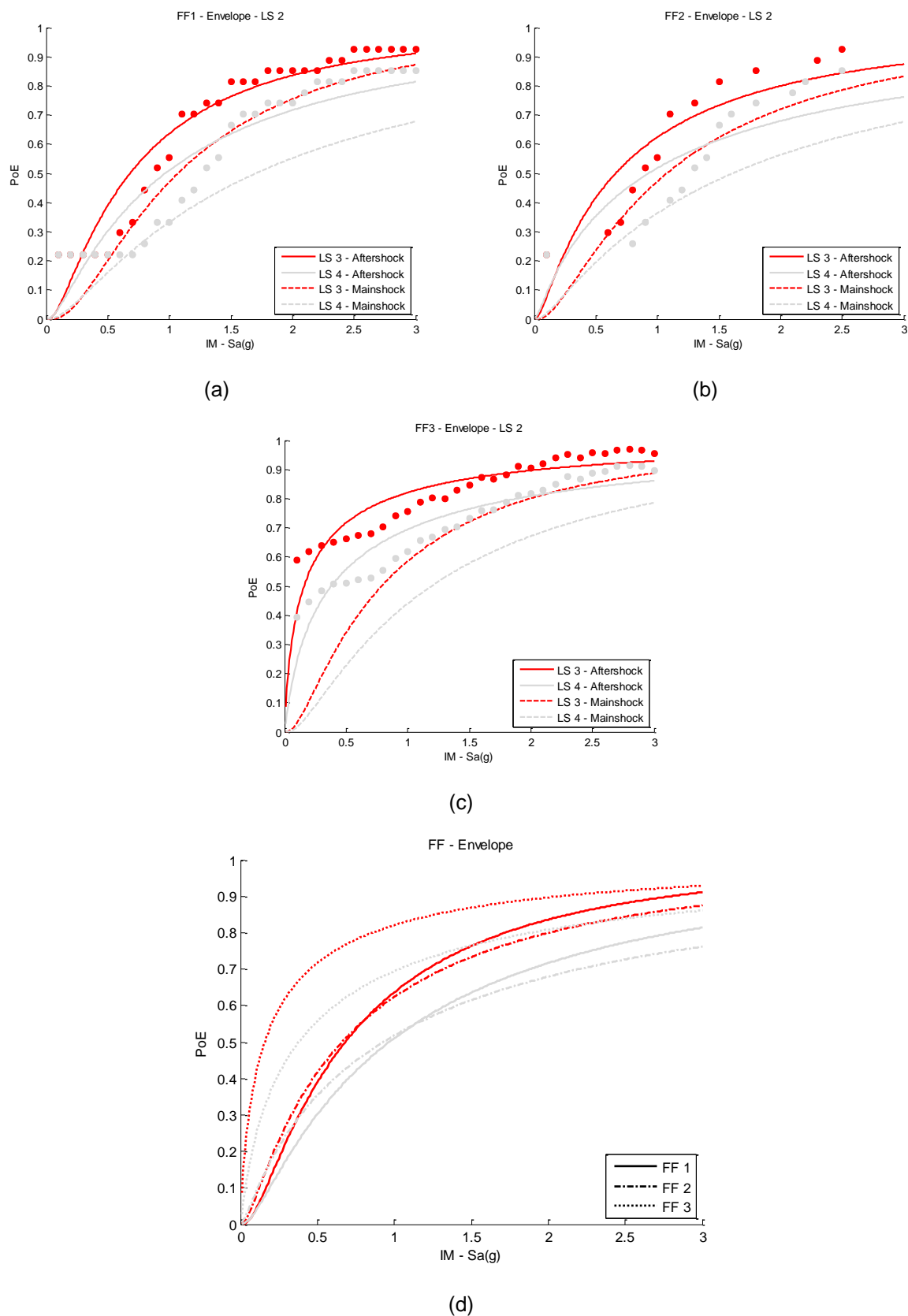


Fig. C. 32 - Curvas de fragilidade da ponte 5 quando sujeita à ação de réplicas após um mainshock que conduziu ao LS2; (a) Pela abordagem 1; (b) Pela abordagem 2; (c) Pela abordagem 3; (d) Envelope de resultados.

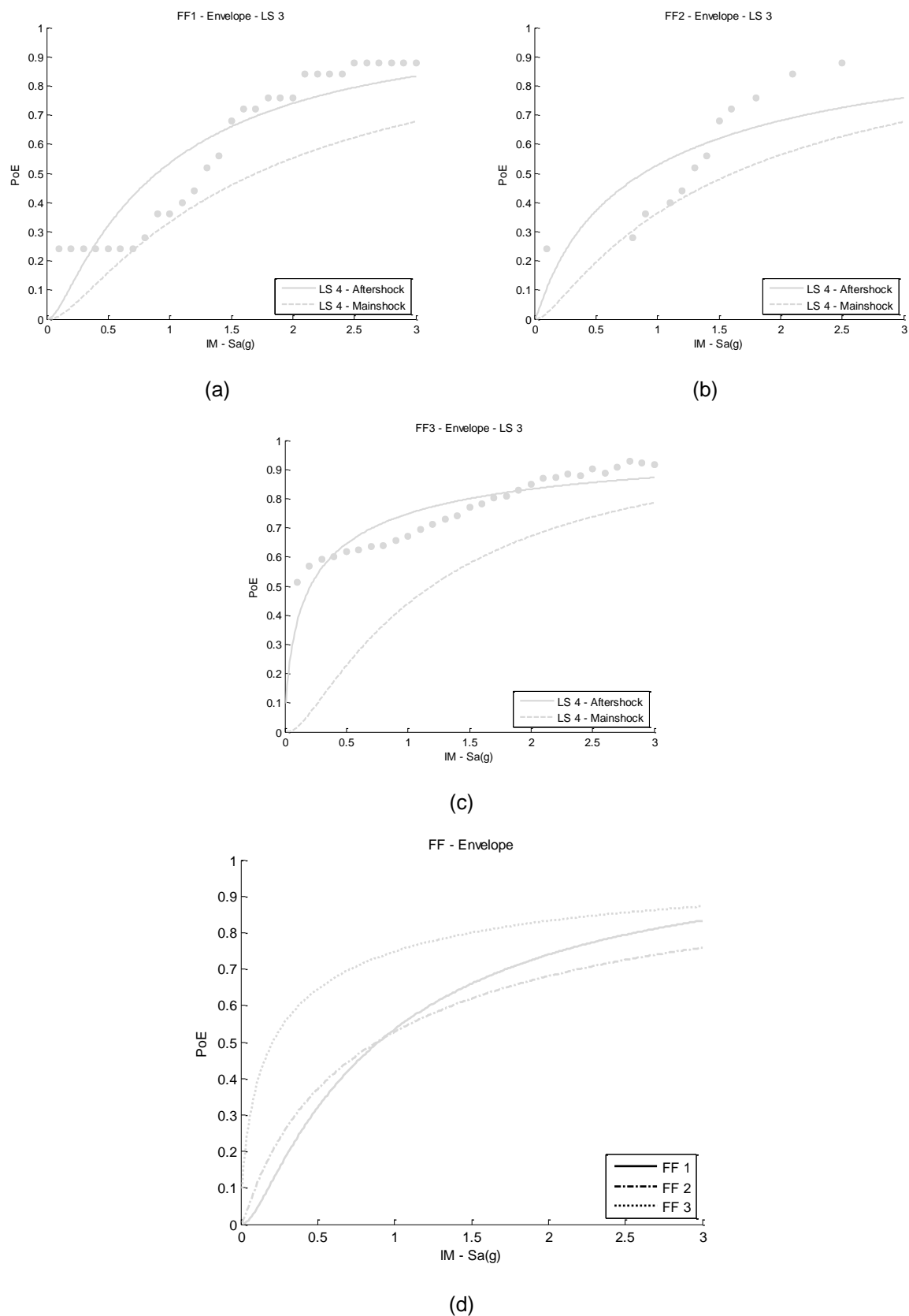


Fig. C. 33 - Curvas de fragilidade da ponte 5 quando sujeita à ação de réplicas após um mainshock que conduziu ao LS3; (a) Pela abordagem 1; (b) Pela abordagem 2; (c) Pela abordagem 3; (d) Envelope de resultados.